Deslizamientos

Análisis Geotécnico

VOLUMEN 1

JAIME SUÁREZ

Capítulo 1

Nomenclatura y Clasificación de los Movimientos

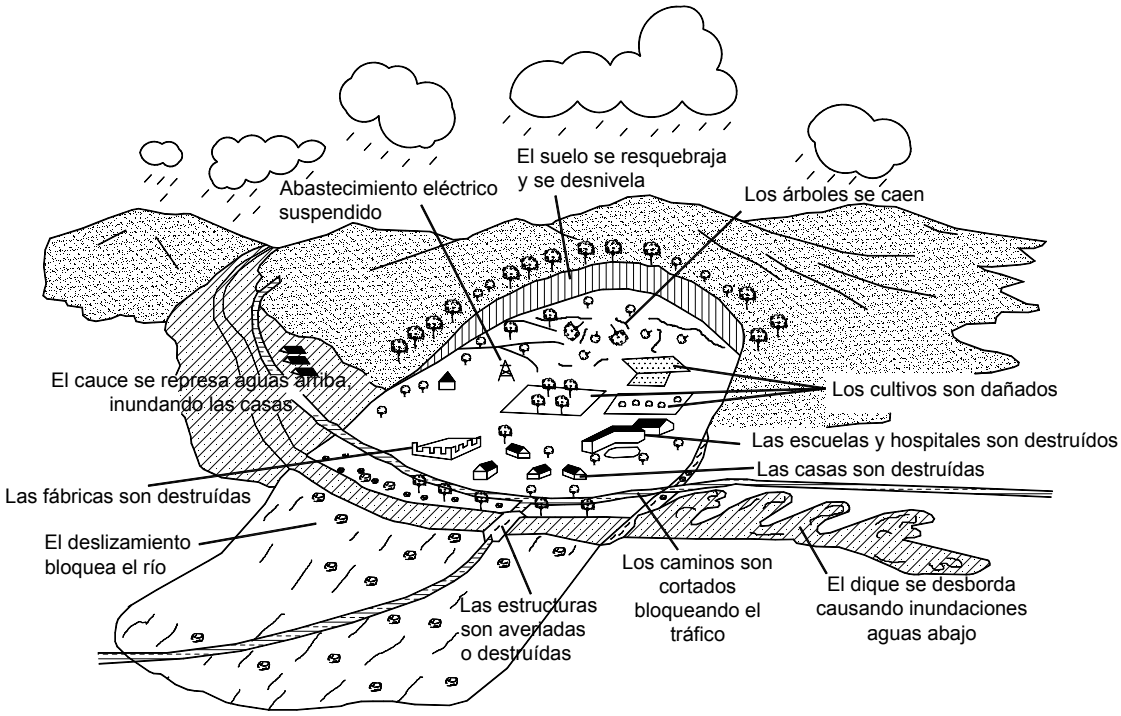


Figura 1.1 Efectos directos e indirectos derivados de la ocurrencia de los deslizamientos de tierra.

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb y Hrrod,1989). Los deslizamientos producen cambios en la morfología del terreno, diversos daños ambientales, daños en las obras de infraestructura, destrucción de viviendas, puentes, bloqueo de ríos, etc. (Figura 1.1). El volumen total de daños es superior al de los terremotos y las inundaciones. Sin embargo, un gran porcentaje de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se implementan las medidas de prevención o control. Los deslizamientos están relacionados con las montañas según se observa en la figura 1.2. Aunque en todos los sistemas de montañas ocurren deslizamientos de tierra, algunas regiones son más susceptibles a las amenazas por movimientos del terreno. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra, debido a que generalmente se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como el relieve, la sismicidad, la meteorización y las lluvias intensas.

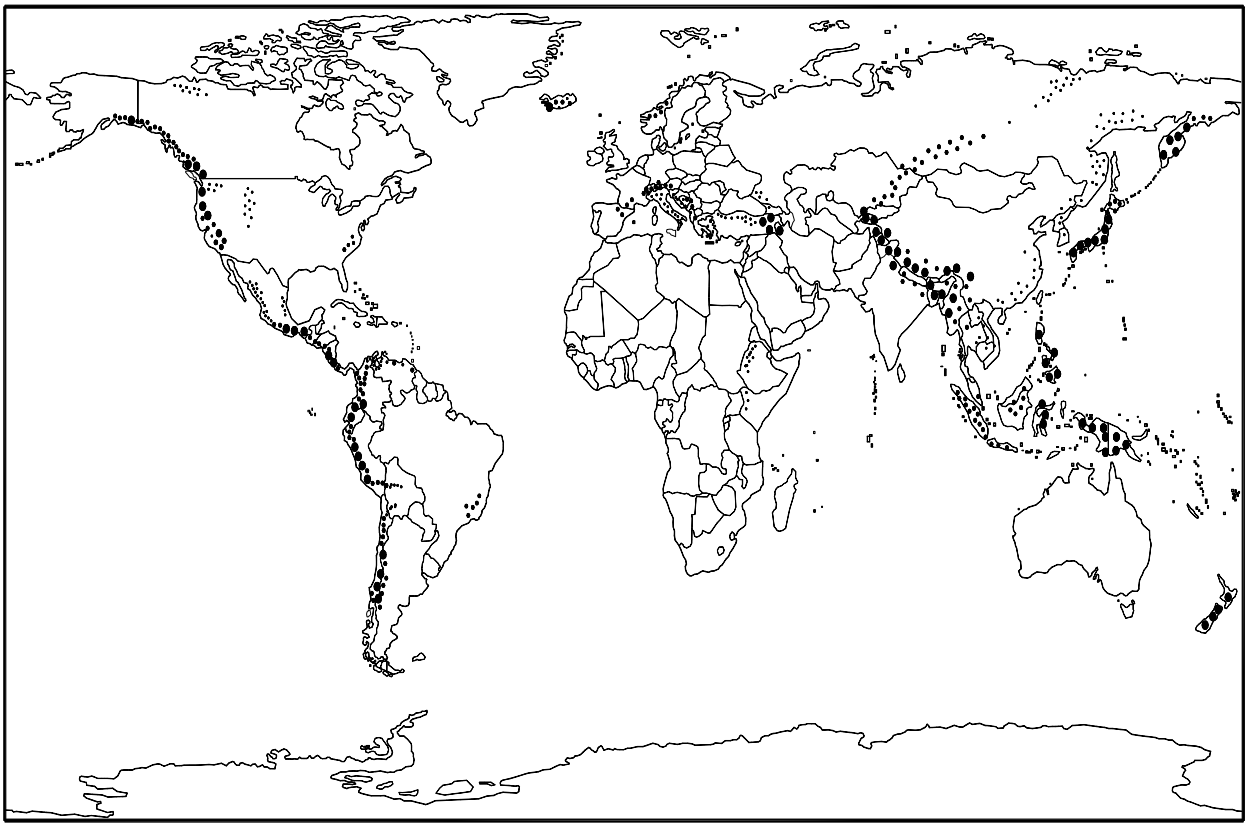


Figura 1.2 Áreas donde frecuentemente ocurren deslizamientos en el mundo. Se puede observar que las amenazas coinciden con las principales cadenas montañosas.

El presente texto intenta resumir el estado del conocimiento en el análisis de los deslizamientos de tierra y el diseño de las obras de estabilización con énfasis en las amenazas de deslizamientos en las zonas tropicales. El objetivo del libro es explicar los conceptos básicos y presentar ideas para la solución de los problemas, con base en la experiencia obtenida en Colombia y en otros países latinoamericanos; pero al mismo tiempo, se toma como referencia el gran volumen de conocimiento sobre este tema a nivel global.

NOMENCLATURA

Los taludes y sus procesos son estudiados por una gran variedad de disciplinas del conocimiento tales como: La geología, la geomorfología, la geotecnia, las ciencias del suelo, la hidrología, las ciencias forestales, etc. Además, muchas otras disciplinas tienen relación con los taludes y sus efectos o implicaciones: la arquitectura, la planeación urbana, la ingeniería en todas sus especialidades, la agricultura, el turismo, etc.

El resultado es la presencia de múltiples ciencias en las cuales se utiliza gran variedad de términos para describir procesos similares. En el presente capítulo, se establece la nomenclatura básica que se recomienda sea utilizada para el estudio de los taludes y los deslizamientos de tierra y se define la clasificación de los diferentes tipos de movimientos, desde el punto de vista geotécnico.

La nomenclatura más comúnmente utilizada en las ciencias geotécnicas, se basa en los sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson (1968) y por Varnes (1958 y 1978). Este último sistema fue actualizado por Cruden y Varnes en el "Special Report 247" del Transportation Research Board de los Estados Unidos (1996) y es el sistema de nomenclatura y clasificación más utilizado en el mundo. A esta clasificación se le agregaron a algunos elementos nuevos e importantes, aunque en términos generales, se mantuvieron los principios básicos de la clasificación del TRB, complementándolos con otros vocablostérminos, los cuales no se encontraban en la terminología

original del TRB. Por otra parte, en cada país o región se utilizan algunos vocablos propios. Los términos básicos más aceptados universalmente son el de "talud" para identificar una superficie con relieve inclinado y el de "deslizamiento" para los movimientos del talud.

Talud

Un "talud" o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como "ladera" cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y "talud" cuando se conformó artificialmente (Figura 1.3). Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

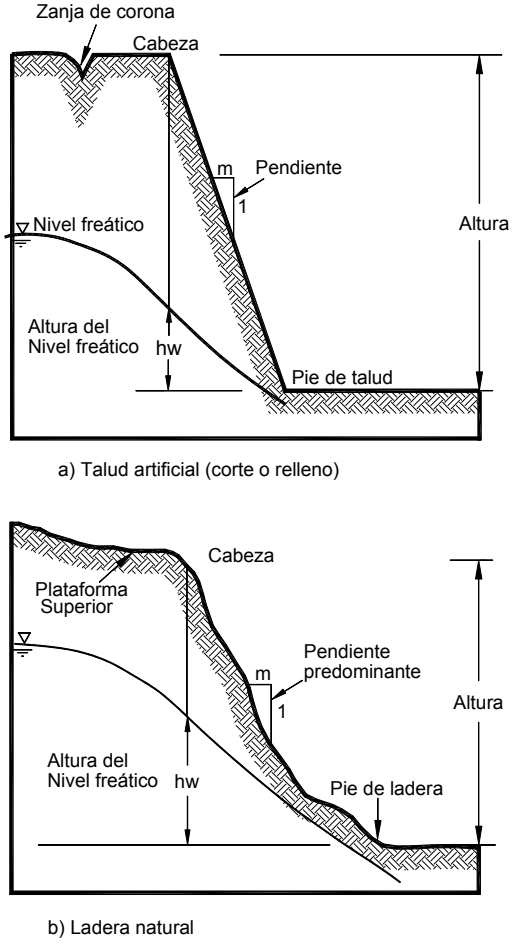


Figura 1.3 Nomenclatura de taludes y laderas.

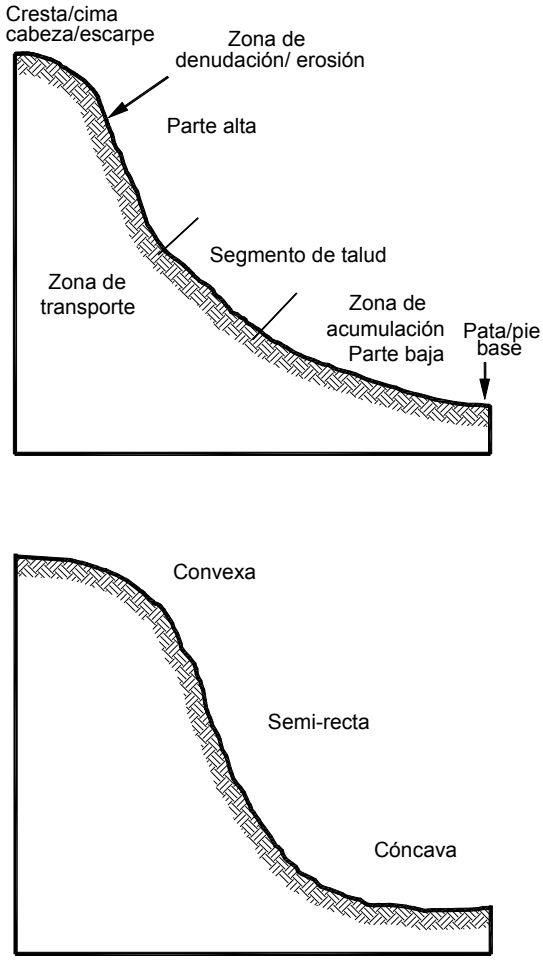


Figura 1.4 Partes generales de un talud o ladera.

Las laderas o taludes que han permanecido estables por muchos años, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o a factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Un talud estable puede convertirse en un "deslizamiento".

Partes de un Talud

Existen algunos términos para definir las partes de un talud. El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión; una parte intermedia semi-recta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación (Figura 1.4).

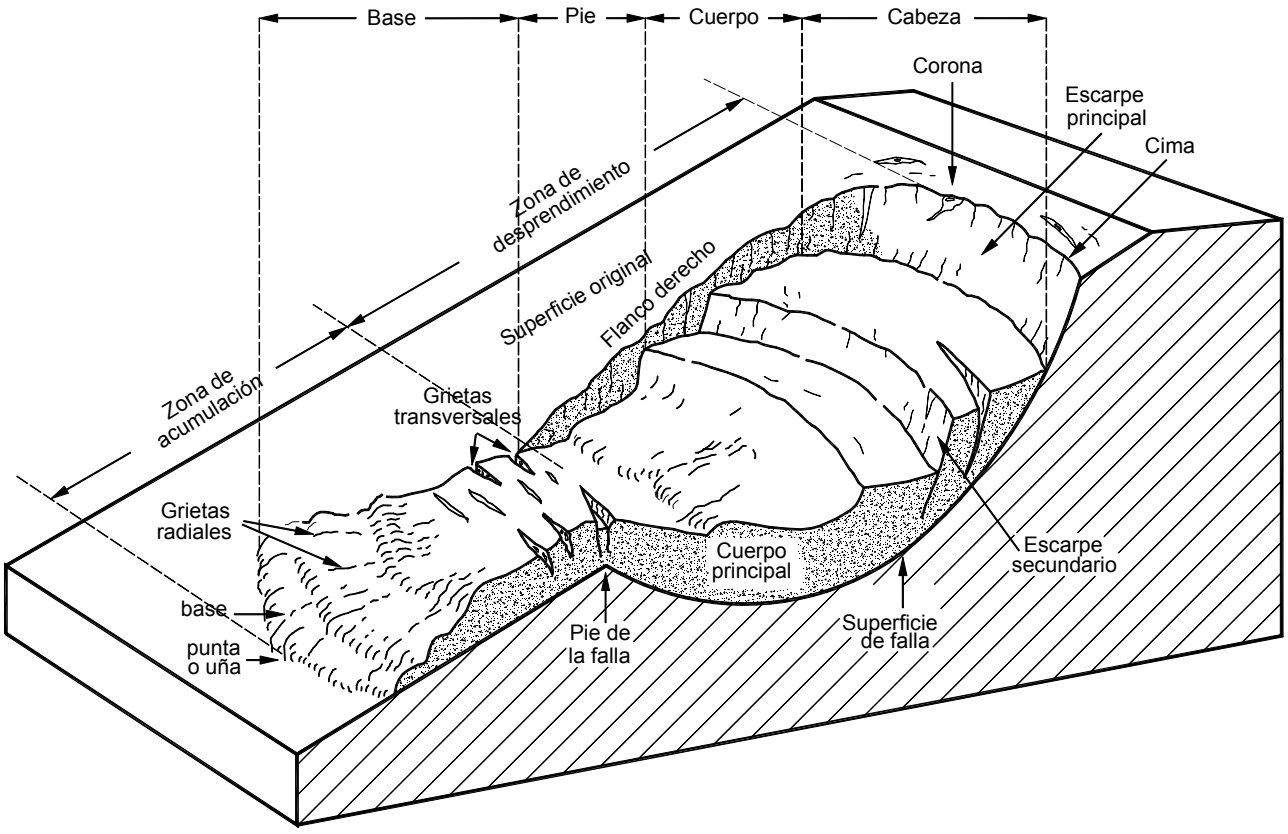


Figura 1.5 Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.

En un talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

Pie, pata o base
El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.

Cabeza, cresta, cima o escarpe
Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina "escarpe". Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa.

Altura
Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.

Altura de nivel freático
Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud.

Pendiente
Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m:1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: 45º = 100% = 1H:1V.

Los suelos o rocas más resistentes generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos, tienden a formar laderas de baja pendiente.

También existen otros factores topográficos en los taludes, los cuales se requiere definir, tales como: longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de la cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

Deslizamiento

Los deslizamientos ("Landslides") consisten en "movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de un talud" (Cruden 1991). En el término "deslizamiento" se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc. En el presente texto no se utiliza la denominación "Fenómeno de remoción en masa" (Mass Wasting), por considerarlo poco universal. Sin embargo, en Colombia, este término es utilizado regularmente. Algunos países utilizan otros nombres autóctonos como "deslaves".

Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera, pueden moverse hacia abajo mientras otros se mueven hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen, generalmente, una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados.

Por ejemplo, la erosión en ríos es un fenómeno activador de movimientos en masa y los dos fenómenos actúan conjuntamente en el proceso de inestabilidad. Los procesos denudacionales pueden activar procesos erosionales y viceversa. Los procesos de erosión actúan generalmente sobre las capas más subsuperficiales del perfil y los denudacionales o de "remoción en masa" afectan el perfil a una profundidad considerable.

Partes de un Deslizamiento

En la figura 1.5 se muestra un deslizamiento típico o desplazamiento en masa. Las partes principales son las siguientes:

Cabeza. Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.

Cima. El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

Corona. El material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.

Escarpe principal. Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.

Escarpe secundario. Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

Superficie de falla. Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.

Pie de la superficie de falla. La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

Base. El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

Punta o uña. El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

Cuerpo principal del deslizamiento. El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.

Superficie original del terreno. La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

Costado o flanco. Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

Derecha e izquierda. Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda, deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

Dimensiones de los movimientos

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (Figura 1.6):

Ancho de la masa desplazada Wd. Ancho máximo de la masa desplazada, perpendicular a la longitud Ld.

Ancho de la superficie de falla Wr. Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicular a la longitud Lr.

Longitud de la masa deslizada Ld. Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

Longitud de la superficie de falla Lr. Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

Profundidad de la masa desplazada Dd. Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por Wd y Ld.

Profundidad de la superficie de falla Dr. Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por Wr y Lr.

Longitud total L. Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.

Longitud de la línea central Lc. Distancia que hay desde la punta (o uña) hasta la corona del deslizamiento, a lo largo de los puntos ubicados sobre la superficie original y equidistantes de los bordes laterales o flancos.

Igualmente, se deben medir alturas del nivel freático, alturas de los escarpes, radios de rotación del movimiento, pendientes de la superficie antes y después de la falla. En los deslizamientos la escala horizontal debe ser igual a la vertical. Se recomienda que las dimensiones sean identificadas en planos en planta y perfil del deslizamiento.

Volumen de un Deslizamiento

El volumen del deslizamiento se mide en metros cúbicos después de la falla. El volumen aproximado de un desplazamiento de rotación puede calcularse utilizando la expresión:

$$Vol_{des} = \left(\frac{1}{6}\pi D_r x W_r x L_r\right) F_{ex}$$

Donde Fex: Factor de expansión del suelo al ser perturbardo.

El volumen de material medido antes del deslizamiento, generalmente aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata. El término "Factor de expansión" puede ser utilizado para describir este aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento.

Este factor es comúnmente de 1.25 a 1.30. En algunas ocasiones, como en el caso de la roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70% ($F_{expansión}$ = 1.7).

El volumen del deslizamiento es importante para determinar la amenaza y el riesgo en los flujos y avalanchas**.** De acuerdo con el volumen y la concentración de sedimentos se puede determinar la velocidad del flujo.

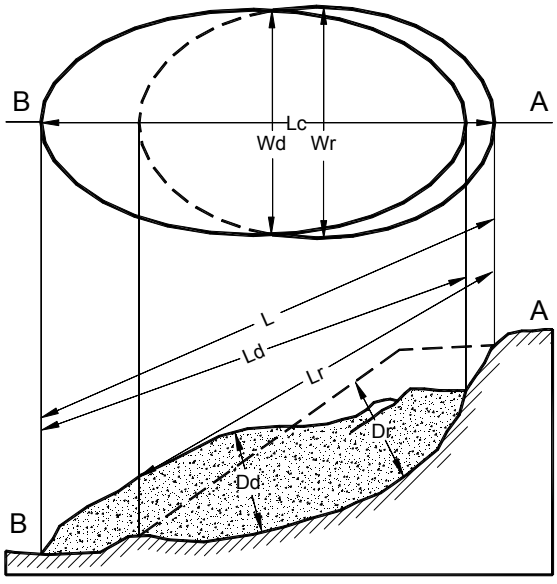


Figura 1.6 Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).

Ángulo de Desplazamiento

El ángulo de desplazamiento α determina el volumen de material de un flujo y su velocidad (Figura 1.7). A menor α, el volumen total puede ser mayor, pero la velocidad del movimiento tiende a ser menor. Sin embargo, la velocidad también depende de la pendiente de la zona de desprendimiento y la longitud del recorrido.

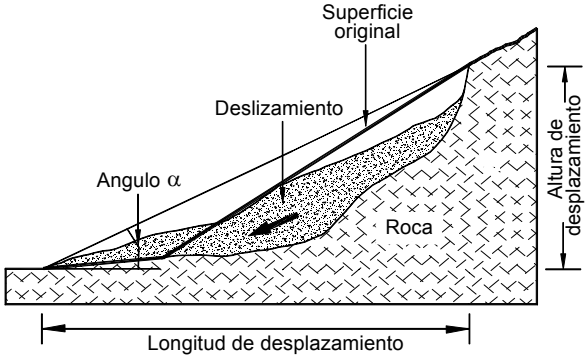


Figura 1.7 Ángulo de desplazamiento (α).

Ángulo y longitud de recorrido

En los movimientos de flujo, especialmente en los flujos rápidos, el ángulo y la longitud de recorrido, pueden determinar la magnitud del riesgo. El ángulo de desplazamiento inicial determina las condiciones al inicio del movimiento y el ángulo de recorrido (figura 1.8) afecta el proceso del flujo hasta que se detiene o alcanza su longitud total de recorrido. Esta longitud depende del ángulo de inclinación y geometría del talud, del tipo de material, del contenido de agua, del volumen del deslizamiento y del confinamiento del canal de flujo, entre otros factores. Por ejemplo, a mayor volumen del deslizamiento, mayor es la longitud de recorrido (Figura 1.9).

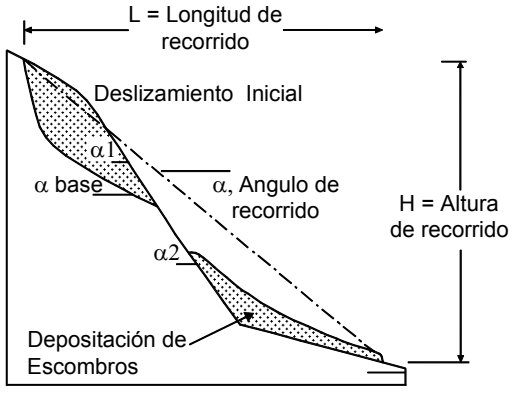


Figura 1.8 Longitud y ángulo de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).

Hunter y Fell (2003) indican algunas de las condiciones que influyen en la longitud de recorrido:

- La distancia de recorrido es significativamente mayor, cuando el canal de flujo es confinado.
- Los deslizamientos de menor volumen (menos de 500 m^3), con canales de flujo no confinados, depositan los materiales a lo largo de la totalidad del recorrido independientemente del ángulo de desplazamiento. Si el ángulo de inclinación del canal de flujo es menor de 15°, la longitud de recorrido es relativamente corta.

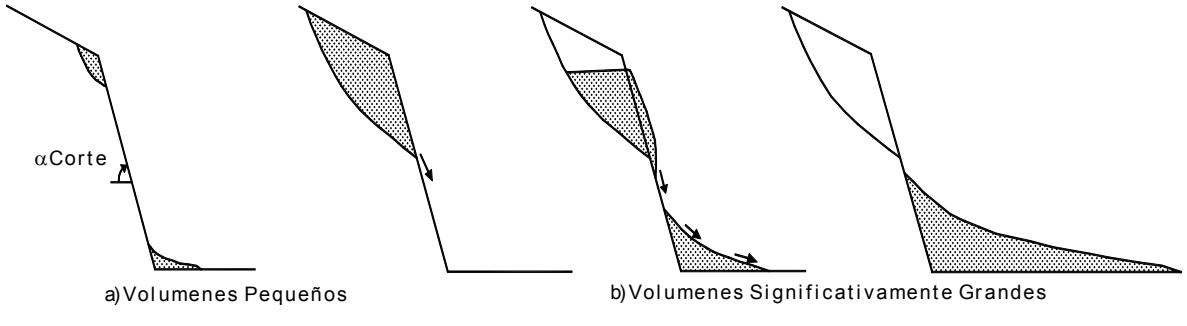


Figura 1.9 Efecto del volumen del deslizamiento en la longitud de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).

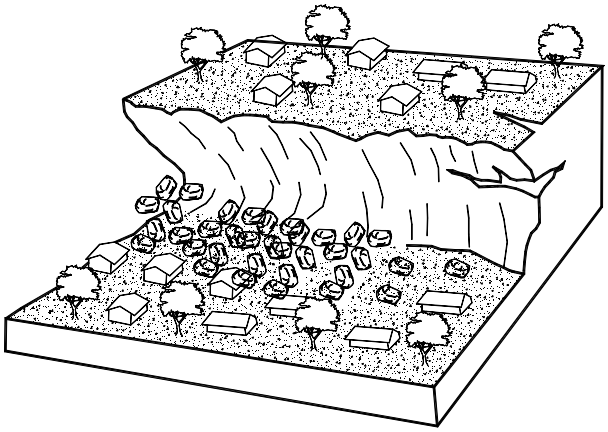


Figura 1.10 Caído o desprendimiento de suelo.

- En los deslizamientos de gran volumen, con canales de flujo no confinados, parte del deslizamiento se deposita sobre el talud de origen y otra parte, a lo largo del canal de recorrido. En este caso las distancias de recorrido son significativas aún para pendientes pequeñas del canal de flujo.

- Los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales parcialmente confinados, generalmente muestran características similares a aquellos de los canales no confinados.

- En los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales confinados de gran pendiente, la longitud de recorrido es grande (independientemente del volumen del deslizamiento) debido a las presiones de aire dentro del flujo.

CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

Para la clasificación de los deslizamientos se presenta el sistema propuesto por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento. Para el propósito del presente texto, se presentan algunas adiciones a los procesos de movimiento identificados originalmente por Varnes. Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro (previos a un deslizamiento) y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud. Por ejemplo, la erosión se clasifica como un proceso y no como un tipo de movimiento.

Caído

Caído es el desprendimiento y caída de materiales del talud. En los caídos se desprende una masa de cualquier tamaño desde un talud de pendiente fuerte a lo largo de una superficie en la cual el desplazamiento de corte es mínimo o no se da.

Este desplazamiento se produce principalmente por caída libre, a saltos o rodando (Figura 1.11). Los caídos de suelo, en escarpes semi-verticales, representan un riesgo importante para los elementos que estan debajo del talud (Figura 1.10).

Los caídos pueden incluir desde suelo y partículas relativamente pequeñas, hasta bloques de varios metros cúbicos. Los fragmentos son de diferentes tamaños y generalmente se rompen en el proceso de caído. Los "caídos de roca" corresponden a bloques de roca relativamente sana; los caídos de residuos o "detritos", están compuestos por fragmentos de materiales pétreos

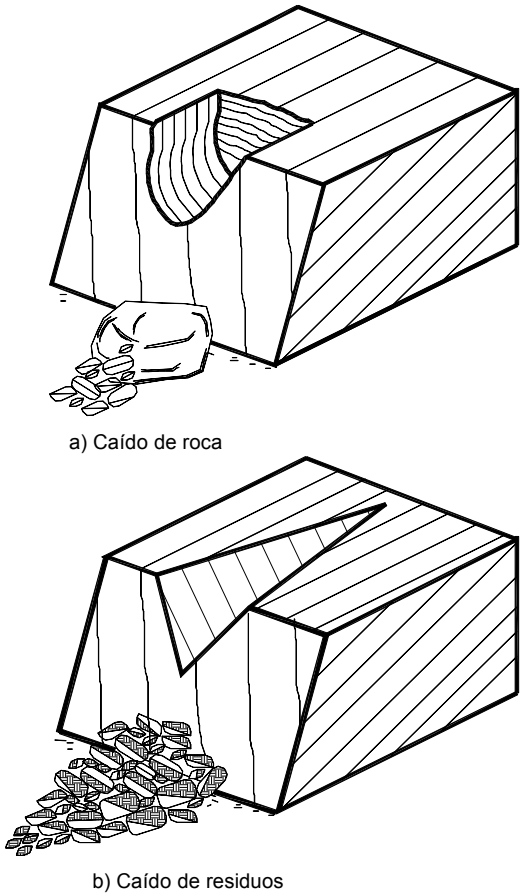


Figura 1.11 Esquema de caídos de roca y residuos.

y los caídos de tierra, corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas. Los caídos o desprendimientos de suelo ocurren en taludes de muy alta pendiente, especialmente en las terrazas producto de depósitos aluviales.

La activación de caídos, o "derrumbes" de suelo, es muy común en los suelos residuales con estructuras heredadas. Generalmente, van precedidos de agrietamientos en la cabeza del talud.

Procesos del movimiento de los caídos
Aunque se utiliza el término general "caído", éste incluye un rango completo de movimientos rápidos tales como: saltos, brincos, rebotes, giros, caídas, etc. Todos estos movimientos pueden ocurrir en secuencias diferentes.

El movimiento de caído es muy rápido a extremadamente rápido y puede o no, estar precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o a la inclinación del bloque o masa de material. Comúnmente, los caídos ocurren sin evidencias previas de movimiento. Los factores que controlan el tipo preciso de movimiento, son la pendiente del talud, la morfología y la rugosidad de la superficie (incluyendo la cobertura vegetal).

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse en caída libre cuando la pendiente superficial es mayor de 75º (Figura 1.12). En los taludes de ángulo menor, generalmente rebotan los materiales y en los taludes de menos de 45º , los materiales tienden a rodar (Figura 1.13).

Velocidad de los Caídos

$$V = \sqrt{2gh}$$

La velocidad de los materiales aumenta con la altura de caída:

Donde:
g = aceleración debida a la gravedad.
h = altura de caída.
V = velocidad.

La velocidad disminuye si no se presenta caída libre. A menor ángulo con la horizontal, menor es la velocidad.

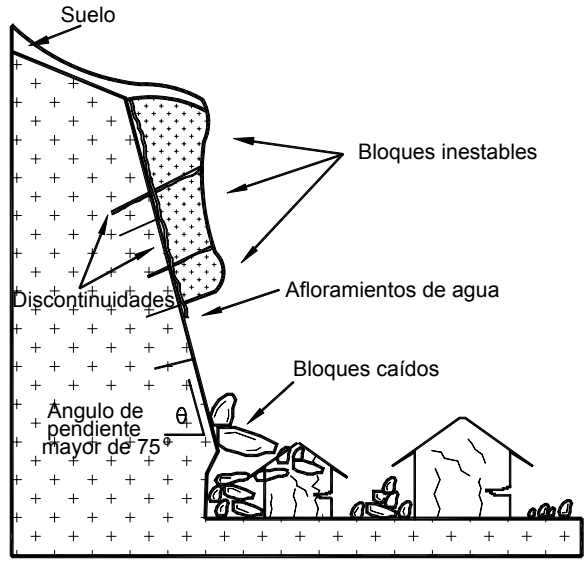


Figura 1.12 Caídos de bloques en caída libre de roca fracturada.

Mecanismos de formación de caídos
Wyllie y Norrish (1996), indican como causas de los caídos de roca en California, la lluvia, la roca fracturada, el viento, la escorrentía, la infiltración, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, la descomposición del suelo, los sismos, los cortes de las vías, la explotación de materiales, el uso de explosivos, las vibraciones de la maquinaria y los vehículos y las diversas actividades antrópicas. Los eventos sísmicos activan, con mucha frecuencia, caídos tanto de roca como de suelo y residuos (Figura 1.14).

Previamente a la ocurrencia de un caído, se presenta un proceso de deterioro que puede durar varios años. Durante este período, los bloques o masas de talud sufren modificaciones que los hacen más susceptibles a los caídos. Finalmente, eventos como la lluvia o un sismo, activan los movimientos.

Acumulación de los caídos ("talus")
La acumulación del material caído sobre el pie del talud se le denomina "escombros" o "talus" y generalmente, se depositan formando "conos". La pendiente del talus depende del ángulo de fricción del material. Los talus de bloques de roca casi siempre son de pendientes altas. Es común en los talus observar la clasificación de los materiales con los bloques de mayor tamaño hacia la parte inferior del depósito.

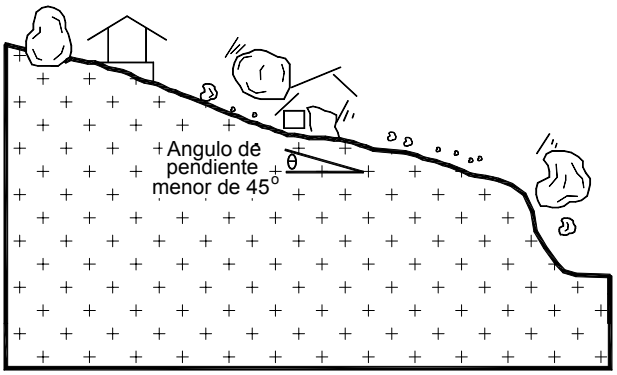


Figura 1.13 Caídos de bloques rodando (Pendiente de menos de 45º).

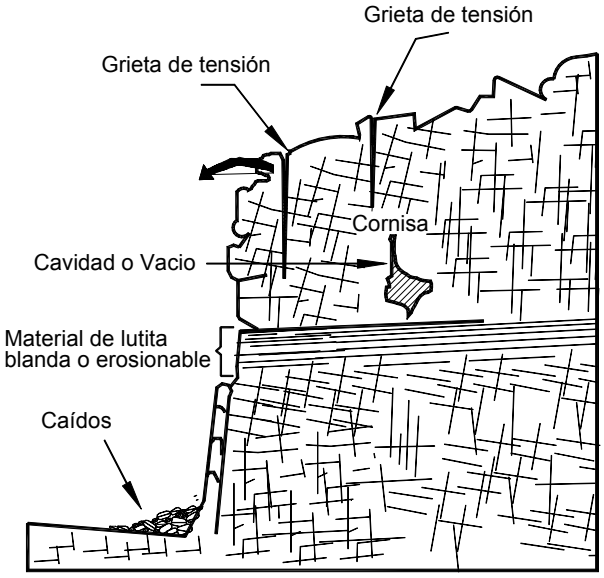


Figura 1.14 Algunos mecanismos de formación de caídos.

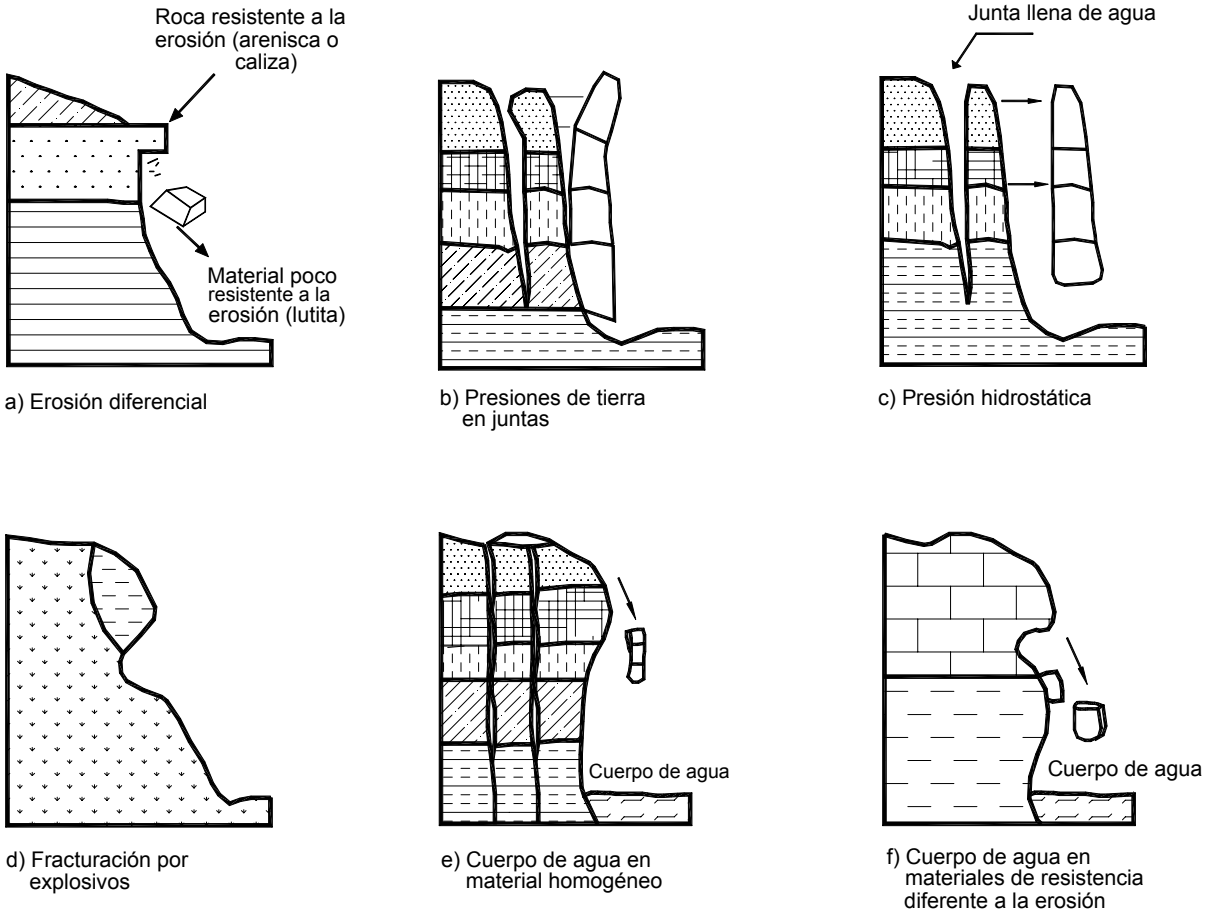


Figura 1.15 Procesos que conducen al Volcamiento o inclinación en materiales residuales.

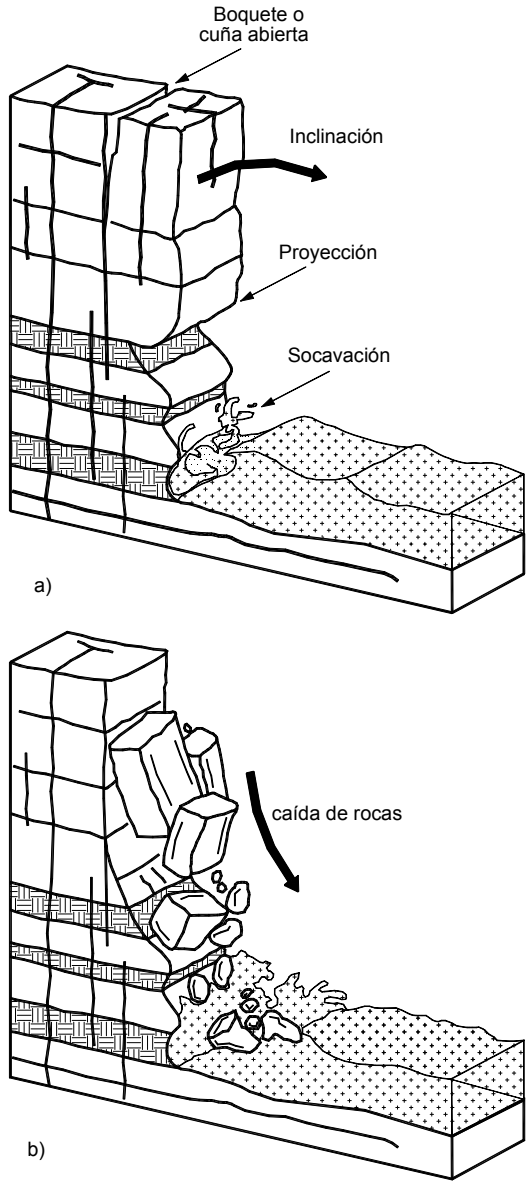


Figura 1.16 Inclinación y caídos en un proceso de erosión.

Inclinación o Volcamiento

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad. Generalmente, los volcamientos ocurren en las formaciones rocosas, pero también, se presentan en suelos cohesivos secos y en suelos residuales (Figura 1.15). La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes grandes hasta de varios millones de metros cúbicos.

Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación. Las características de buzamiento y estratificación de los grupos de discontinuidades definen el proceso, la naturaleza del proceso, la altura y el tamaño del bloque inclinado.

Dependiendo de las características geométricas y de la estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes (Figura 1.16 y 1.17). Las fuerzas que producen el volcamiento son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, las expansiones y los movimientos sísmicos. Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas.

Por lo general, son lentas a extremadamente lentas al inicio y aumentan de velocidad con el tiempo. A menudo, terminan en caídos de roca o residuos, derrumbes (caídos de suelo) o flujos (Figura 1.18).

En los volcamientos de roca, las fracturas definen las características del movimiento. En las inclinaciones del suelo las grietas de tensión, la cohesión de los materiales, la altura y la pendiente de los taludes, determinan el volumen de la masa, la magnitud del movimiento y la posibilidad de desmoronamiento, caído o flujo.

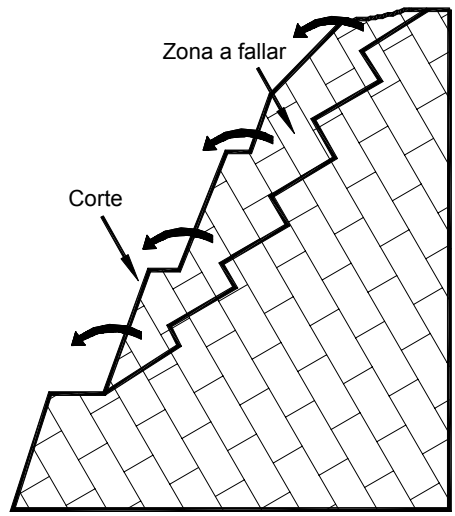


Figura 1.17 El volcamiento puede generar un desmoronamiento del talud o falla en escalera, formando caídos o derrumbes.

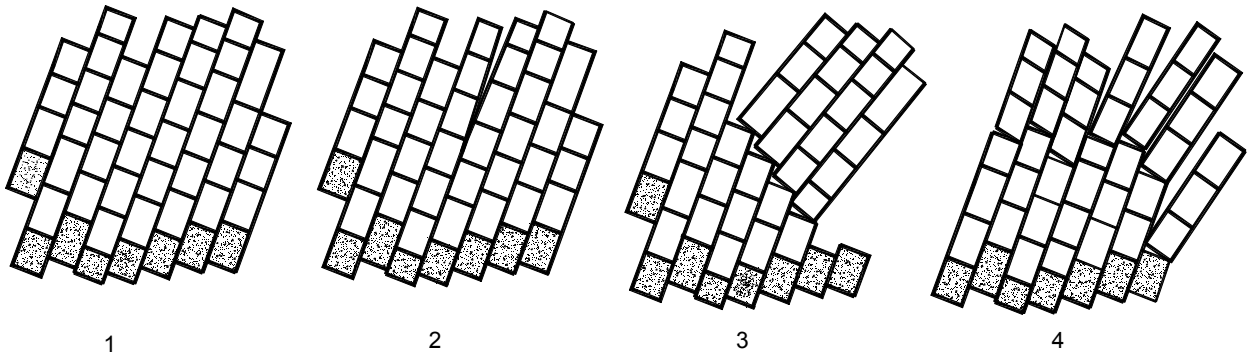


Figura 1.18 Proceso de falla al volcamiento.

Modos de Volcamiento

Se pueden diferenciar tres tipos de volcamiento:

Volcamiento a flexión. Columnas continuas se rompen y separan unas de otras en flexión a medida que se inclinan hacia adelante (Figura 1.19).

Volcamiento en V invertida. Consiste en la inclinación múltiple de una serie de bloques con centro de giro en la superficie inferior del sistema de volcamiento, el cual puede convertirse en una superficie de falla.

Flexión en bloque. Flexión continua de columnas largas a través de desplazamientos acumulados a lo largo de las numerosas juntas.

Reptación ("Creep")

La reptación o "creep" consiste en movimientos del suelo subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla. La profundidad del movimiento puede ser desde pocos centímetros hasta varios metros. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (Figura 1.20).

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos traslacionales. La reptación comúnmente ocurre en las laderas con pendiente baja a media. Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados, con características expansivas.

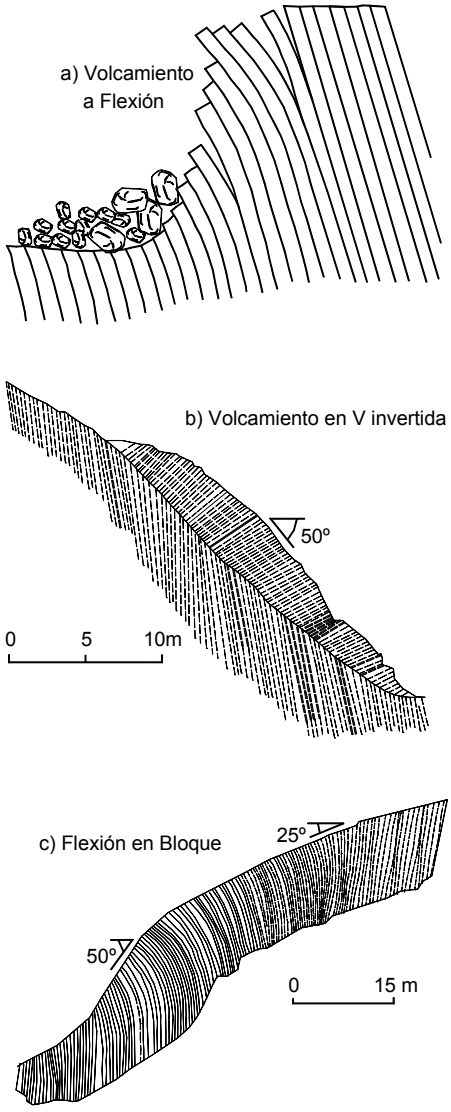


Figura 1.19 Modos complejos de volcamiento.

Los procesos de expansión y contracción afectan la reptación, pero no son un pre-requisito para que ocurra. Con frecuencia se presenta la reptación en los taludes de terraplenes, los cuales al saturarse, tratan de fluir generándose inicialmente la reptación del suelo subsuperficial. Esta reptación puede terminar en un flujo o en un deslizamiento de traslación.

Las evidencias de reptación consisten en la inclinación de postes y cercas y/o la inclinación o curvatura de los troncos de los árboles y arbustos. Como los movimientos son muy lentos, la mejor forma de analizar un proceso de "creep" es mediante el monitoreo y el uso de inclinómetros. En un inclinómetro el movimiento es mayor en la superficie del terreno y disminuye en magnitud al profundizarse. Igualmente, las estructuras de la mampostería se agrietan con fisuras verticales o diagonales.

Reptación de formaciones de roca

La reptación de formaciones de roca consiste en movimientos extremadamente lentos, no acelerados, diferenciales, dentro de unidades relativamente intactas, en forma similar a un volcamiento a flexión en bloque. Los movimientos pueden ser a lo largo de las superficies de cortante que aparentemente no se encuentran conectadas.

Como resultado, se genera un bandeamiento o levantamiento que simula una reptación o "creep" parecida a los flujos viscosos de fluidos en términos de distribución de velocidades (figura 1.21). A la reptación de macizos de roca, comúnmente se le clasifica como inclinación.

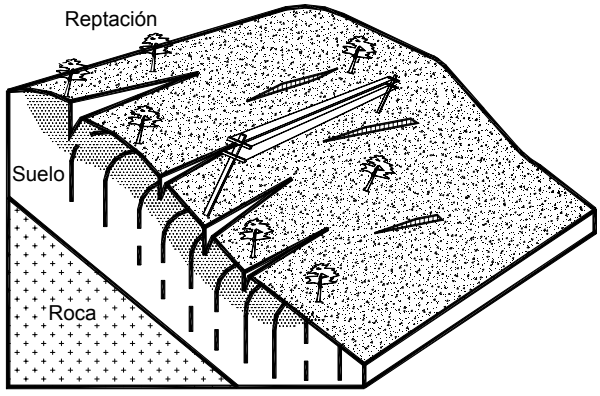


Figura 1.20 Esquema de un proceso de reptación.

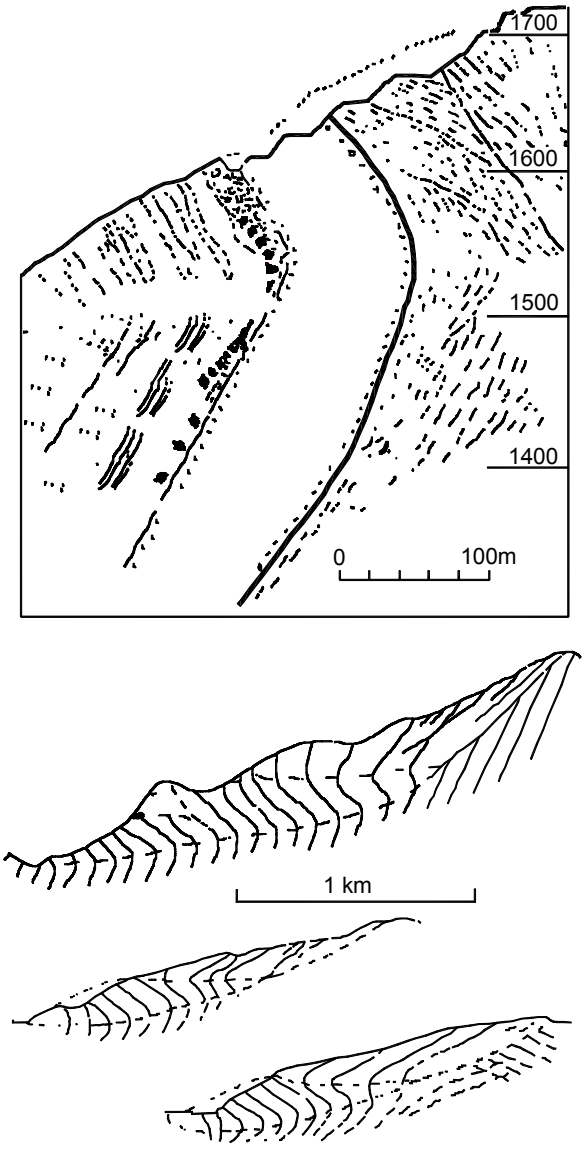


Figura 1.21 Reptación de macizos rocosos.

Esta reptación puede obedecer a procesos de relajación de esfuerzos en los macizos rocosos y regularmente se presenta en las formaciones sedimentarias muy fracturadas. En ocasiones, los procesos de origen téctonico son clasificados equivocadamente como reptación.

Soliflucción

La soliflucción es un tipo especial de "creep" que ocurre en la parte más alta de las cordilleras donde se alcanzan temperaturas de congelación. Al descongelarse el agua de los poros en los materiales más subsuperficiales, se produce una reptación del terreno.

Deslizamientos en Masa (Traslacionales y Rotacionales)

El deslizamiento en masa consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 1.22). Los deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa coherente que se mueve, o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla, sino que se va generando en un proceso gradual. La superficie de falla es una zona de determinado espesor, en la cual se producen cambios volumétricos y desplazamientos relacionados con la falla o rotura, al cortante de los materiales.

Los desplazamientos en masa se pueden subdividir en subtipos denominados deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales o planares y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización que se va a emplear.

Deslizamiento Rotacional

En un desplazamiento rotacional, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento. El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento. Visto en p lanta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, lo cual genera, comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento (Figura 1.23). La cabeza del movimiento bascula hacia atrás y los árboles se inclinan, de forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento.

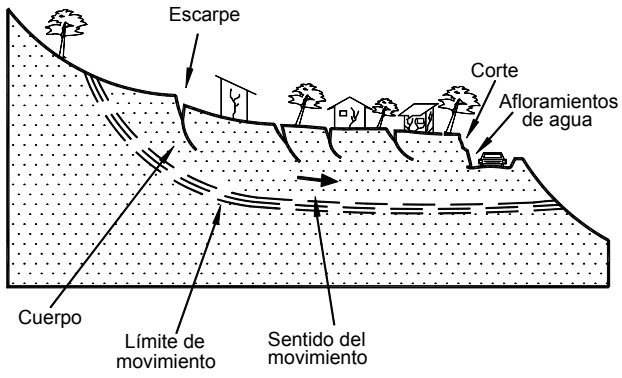


Figura 1.22 Deslizamientos en suelos blandos.

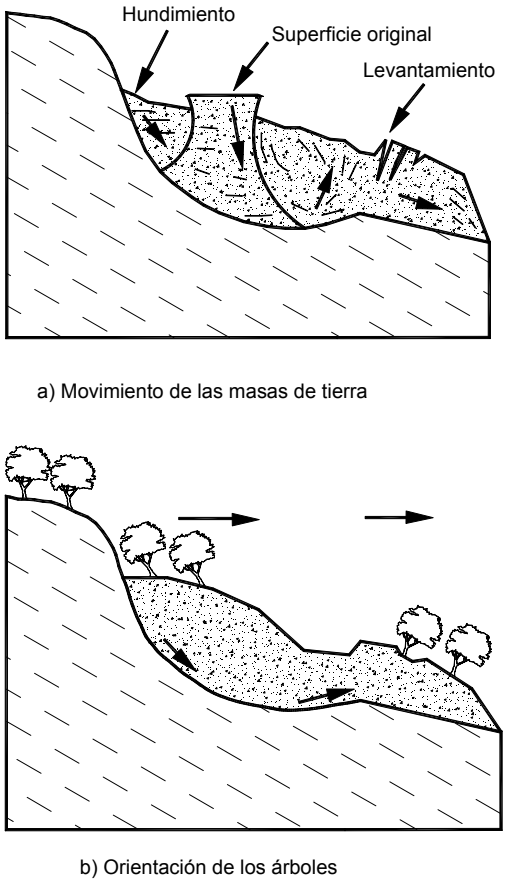


Figura 1.23 Deslizamiento rotacional típico.

Curvatura de la superficie de falla

Los deslizamientos estrictamente rotacionales (círculos de falla) ocurren usualmente en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y debido a su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura. En las zonas tropicales cuando existe rotación, la superficie de falla generalmente es curva, pero no necesariamente circular, y está relacionada con la presencia de materiales

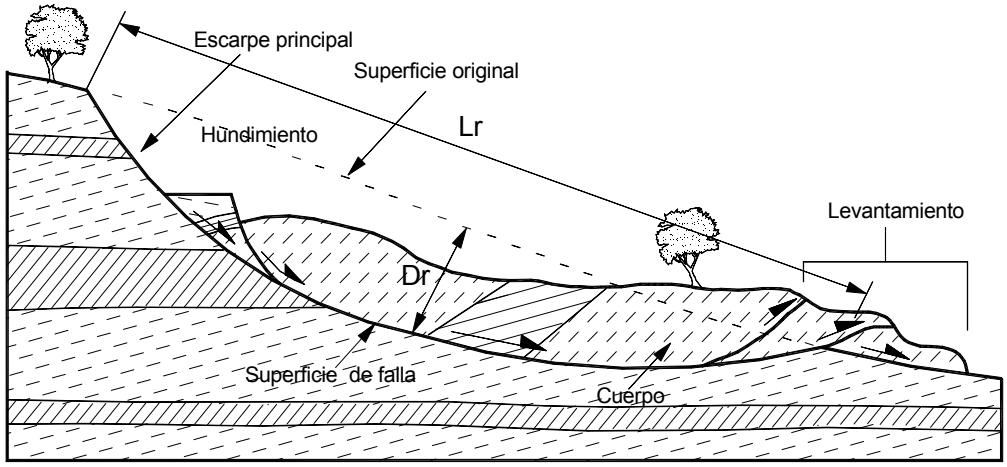


Figura 1.24 Desplazamiento de rotación en una ladera.

residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad. Sin embargo, en las zonas de meteorización muy profunda y en los rellenos de altura significativa, algunas superficies de falla se asemejan a círculos.

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de "cuchara" (Figura 1.24). Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación Dr/Lr entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Hutchinson, 1969).

En la cabeza del movimiento, el desplazamiento aparentemente es semi-vertical y tiene muy poca rotación. No obstante, se puede observar que la superficie original del terreno gira en la dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta.

La formación de los escarpes semi-verticales en los deslizamientos de rotación facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos o progresivos hacia arriba.

Dentro del deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente, ocurren varios desplazamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de desplazamientos rotacionales independientes (Figura 1.25). Los casos más conocidos de deslizamientos de rotación, se presentan en suelos arcillosos blandos con perfil profundo y en suelos residuales con perfiles meteorizados de gran espesor (Figura 1.26). También se presentan con frecuencia en los terraplenes. Generalmente, la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades y juntas o planos de estratificación.

El efecto de estas discontinuidades debe tenerse muy en cuenta en el momento que se haga el análisis de estabilidad. Las superficies de falla pueden ser tangentes o secantes a esas zonas de debilidad (Figura 1.27).

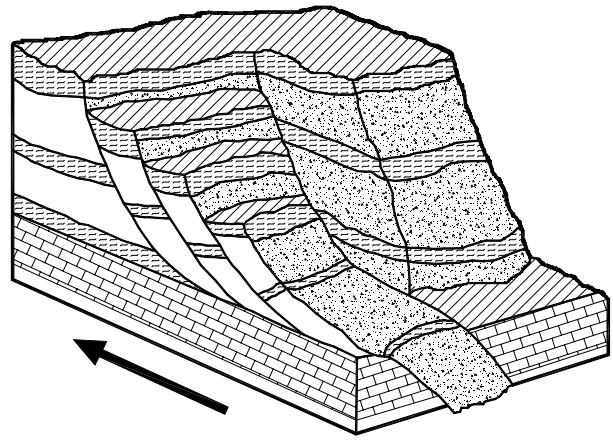


Figura 1.25 Deslizamientos sucesivos dentro de un movimiento general de rotación.

a) Caído

b) Inclinación

c) Rotación

d) Traslación

e) Reptación

f) Flujo

Fotografia 1.1 Ejemplos de tipos de Movimientos.

Deslizamiento de Traslación

En el desplazamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Figura 1.28). Los movimientos traslacionales generalmente, tienen una relación Dr/Lr de menos de 0.1.

En muchos desplazamientos de traslación, la masa se deforma y/o se rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte.

Influencia de la estructura sobre los deslizamientos de traslación

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, "slickensides" o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones (Figura 1.29).

A los movimientos sobre discontinuidades sencillas en roca, se les denominan deslizamientos de bloque, los cuales conforman unidades coherentes o grupos de unidades coherentes. Cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades, se les conocen como deslizamientos de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades, se les puede denominar falla en escalera.

Deslizamientos de traslación en suelos residuales.

En los suelos residuales las diferencias en la meteorización profundas propician la presencia de los deslizamientos de traslación.

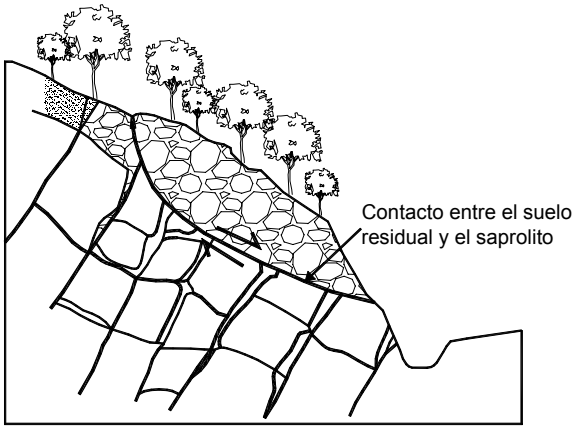


Figura 1.26 Desplazamiento rotacional en suelos residuales.

Las superficies de falla generalmente coinciden con las zonas de cambio a la resistencia al cortante por efecto de la meteorización. Por ejemplo, en los suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas con perfiles de meteorización profundos, son comunes los deslizamientos profundos sobre superficies de falla semi-planas. Los deslizamientos de traslación en suelos residuales, generalmente son rápidos y pueden terminar en flujos.

Diferencia entre los movimientos de rotación y de traslación.

En los movimientos de rotación la relación D/L es mayor de 0.15, mientras en los de traslación D/L es menor de 0.10. (Figura 1.30). En un movimiento de rotación, la masa trata de auto-estabilizarse, mientras en uno de traslación, puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo.

La diferencia más importante entre los movimientos de rotación y traslación se relaciona con la aplicabilidad o no, de los diversos sistemas de estabilización. Algunos sistemas de estabilización no son efectivos en los deslizamientos de rotación o de traslación, como se explica en el volumen 2 del presente texto.

Deslizamientos Compuestos de Traslación y Rotación

Con frecuencia se presentan movimientos que incluyen dentro del patrón de desplazamiento general, movimientos de traslación y de rotación. A estos movimientos se les conoce como "compuestos". Igualmente se pueden presentar hundimientos o extensiones laterales en forma conjunta. La mayoría de los movimientos incluyen varios tipos de desplazamiento, aunque sólo predomina uno.

Extensión Lateral

Se denomina extensión o esparcimiento lateral a los movimientos con componentes, principalmente laterales, en taludes de baja pendiente. En los esparcimientos laterales el modo del movimiento dominante, es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión (sobre roca o sobre suelos plásticos).

Las extensiones laterales ocurren comúnmente en las masas de roca, sobre suelos plásticos o finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remoldearse. Los esparcimientos laterales son muy comunes

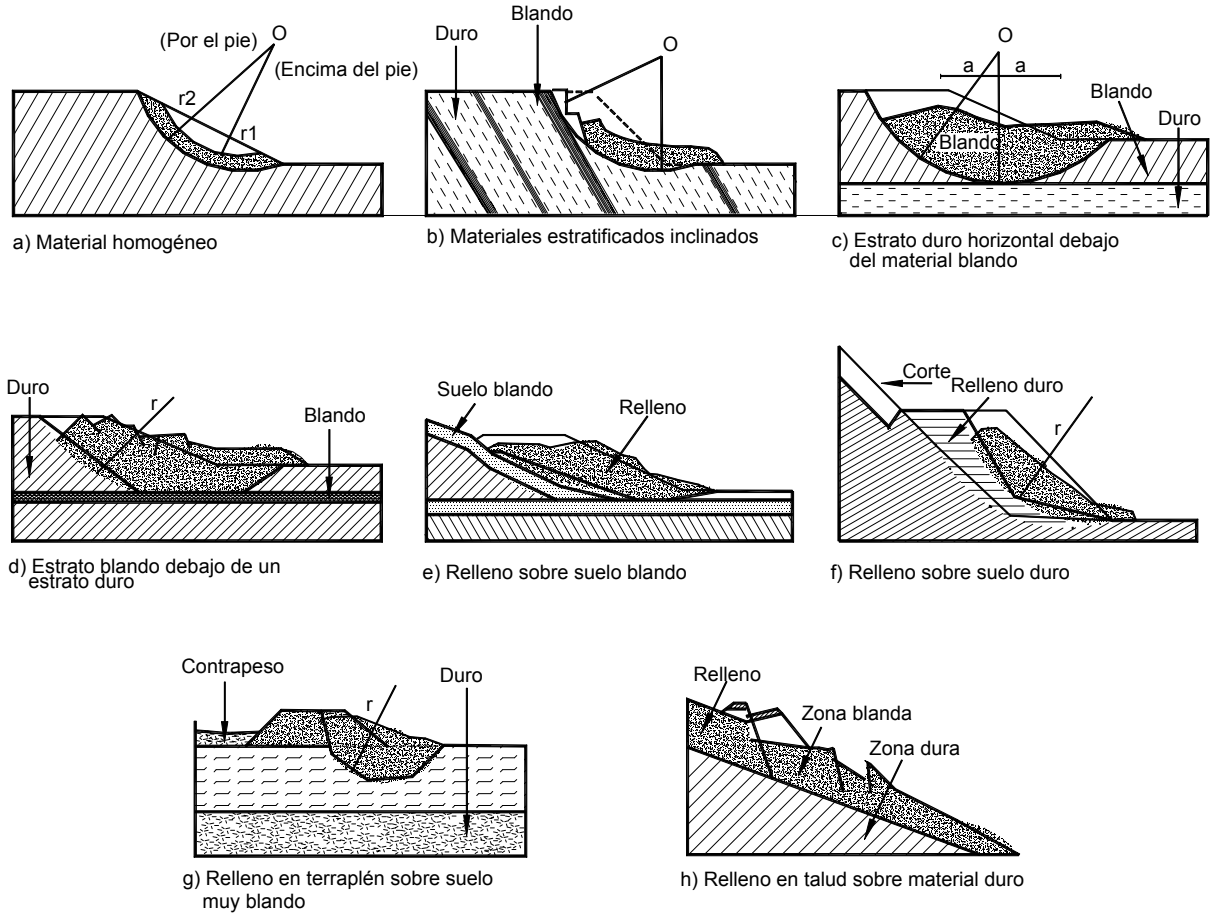


Figura 1.27 Efectos de la estructura en la formación de los desplazamientos a rotación.

en los sedimentos glaciales y marinos, pero no lo son en las zonas de suelos tropicales residuales. El mecanismo de falla de una extensión lateral puede incluir además, elementos de rotación, traslación, o de flujo sobre materiales plásticos (Figura 1.31).

Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La rata de movimiento es extremadamente lenta. La falla es progresiva, o sea, que se inicia en un área local relativamente pequeña y progresa rápidamente a áreas mayores.

Tipos de Extensión Lateral

Se debe distinguir entre dos tipos de esparcimiento lateral así:

- Movimientos distribuidos en una extensión, pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico.

  Esto ocurre predominantemente en las rocas, especialmente en las crestas de serranías. La mecánica de este movimiento no es muy bien conocida.

- Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, debido a licuación o flujo plástico del material subyacente.

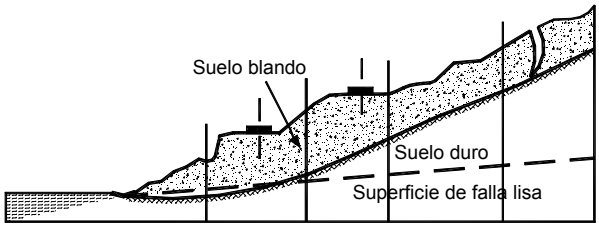


Figura 1.28 Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana - Ensenada (México).

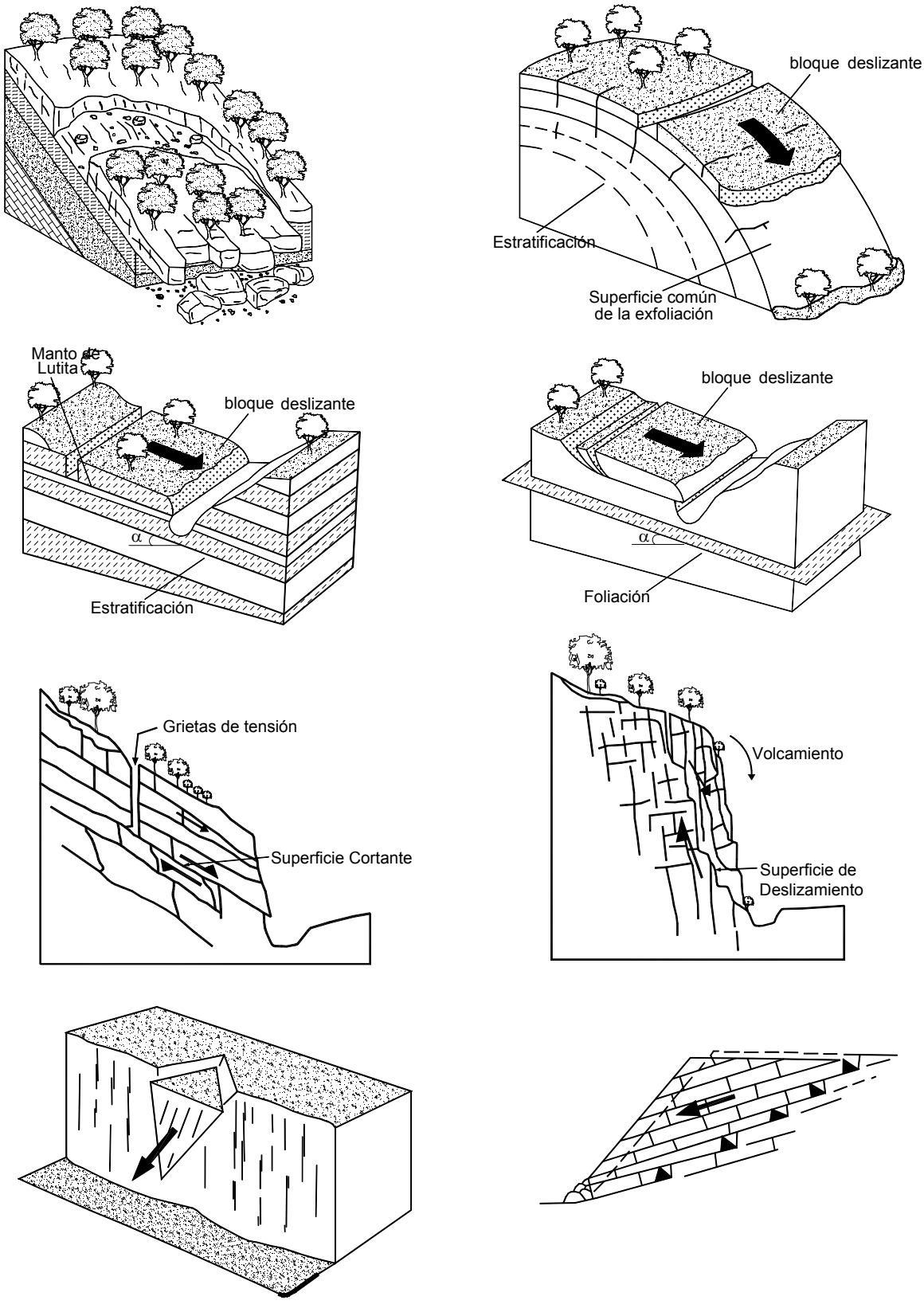
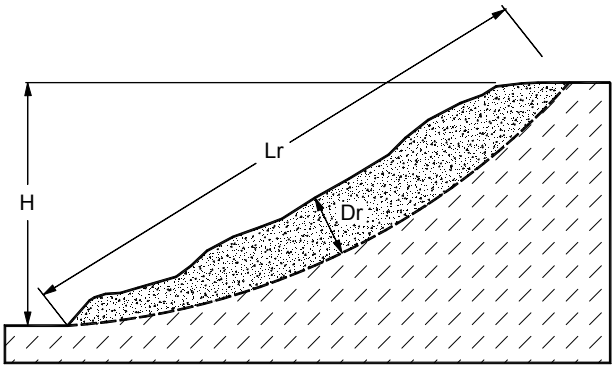


Figura 1.29 Ejemplos de desplazamientos de traslación.

- Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, rotarse, desintegrarse o pueden licuarse y fluir (Figura 1.32).

Hundimientos

Los hundimientos son movimientos generalmente verticales de masas de suelo, en las cuales ocurre una disminución del volumen general del terreno. Los procesos de hundimiento de gran magnitud se clasifican como parte de los movimientos en masa o deslizamientos, aunque para su ocurrencia, la presencia de un talud no es necesariamente un pre-requisito. Pueden ser de gran magnitud o relativamente pequeños. Los hundimientos obedecen a diferentes causas naturales.



Deslizamiento Rotacional 0.15 < Dr/Lr < 0.33
Deslizamiento Traslacional Dr/Lr < < 0.10

Figura 1.30 Relaciones D/L para deslizamientos de traslación y rotación (Abramson y otros, 2002).

Hundimientos por deformación geológica (“Sagging”)

Los hundimientos por deformación geológica conocidos en la nomenclatura internacional como “sagging” (Hutchinson, 1988), consisten en deformaciones profundas, en gran escala, bajo la influencia de la gravedad. Se presentan en macizos de roca aparentemente competente donde han ocurrido procesos internos de cambio de esfuerzos. En la figura 1.33 se muestran los principales tipos de “sagging”.

Depresión por Subsidencia (Formación de cavernas y “sinkholes”)

La subsidencia consiste en el hundimiento generalizado del terreno. Los movimientos masivos de subsidencia se dan dese muy lentos a rápidos

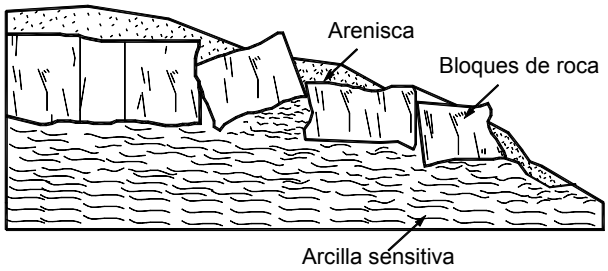


Figura 1.31 Esquema de una extensión lateral.

y pueden estar relacionados con diversas causas naturales entre las cuales se encuentran las formaciones solubles o kársticas y la explotación de aguas subterráneas.

Las calizas y dolomitas son rocas carbonatadas, solubles y muy susceptibles a la descomposición química. La meteorización química produce vacíos o cavernas dentro de la formación rocosa, que pueden ser de gran tamaño. El hundimiento o colapso del techo de estas cavernas produce deslizamientos por hundimiento. El resultado puede ser la generación de una dolina o “sinkhole”.

Hundimientos y desplazamientos confinados por cambio de presiones de poros.

Con relativa frecuencia ocurren hundimientos y desplazamientos dentro del terreno, en condiciones confinadas o semi-confinadas, sin que se presenten superficies de falla completas como se indica en la figura 1.34. Estos desplazamientos obedecen a deformaciones o reacomodo interno de las partículas al aumentar la presión de poros o disminuir las tensiones negativas.

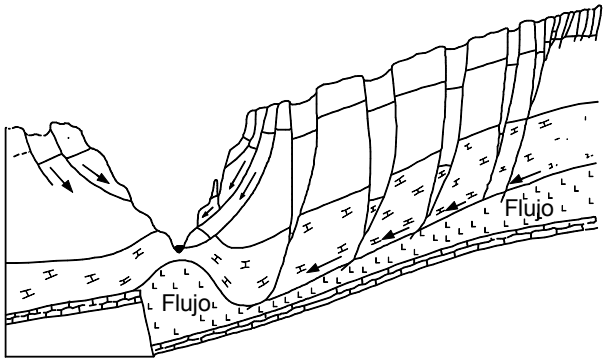


Figura 1.32 Extensión lateral por flujo plástico.

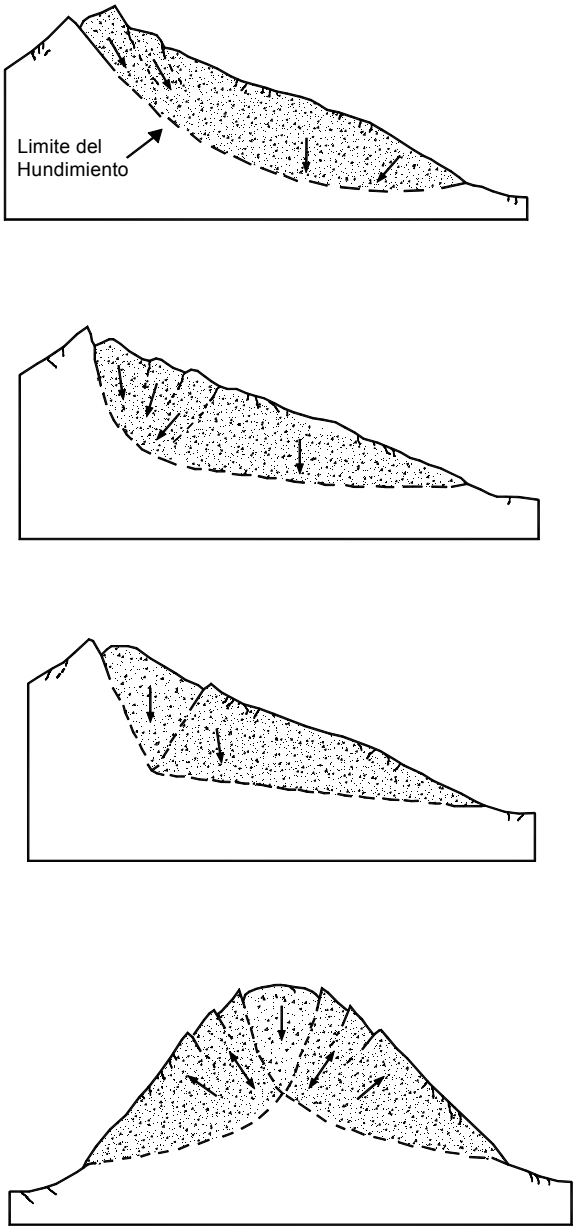


Figura 1.33 Tipos de "sagging" o hundimientos por deformación geológica.

En este tipo de movimiento del terreno se presentan agrietamientos, hundimientos y levantamientos del terreno. El caso más común es el de los rellenos detrás de los muros de contención.

Hundimiento de terraplenes

Existe una tendencia de los terraplenes a experimentar cambios de volumen y asentamiento o hundimiento (Figura 1.35). Generalmente, estos movimientos del talud están relacionados con deficiencias en el proceso de compactación, la falta de confinamiento lateral, o el asentamiento co-sísmico. El hundimiento puede ser un asentamiento general del suelo de cimentación por debajo del terraplén (Figura 1.36).

Con frecuencia, los hundimientos de terraplenes generan agrietamientos longitudinales, los cuales eventualmente pueden inducir deslizamientos de los taludes laterales. Si el terraplén se encuentra sobre suelos licuables se puede producir su colapso en un sismo de gran magnitud.

Flujos

En un "flujo" ocurren movimientos relativos de las partículas, o bloques pequeños, dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie. Las deformaciones relativas internas son muy grandes y fluyen en forma similar a un líquido viscoso. El flujo puede ser laminar a turbulento. Al aumentar la densidad y la viscosidad, el flujo puede transportar grandes bloques hacia la parte superior.

Activación de los Flujos

La ocurrencia de flujos puede estar relacionada con los siguientes factores:

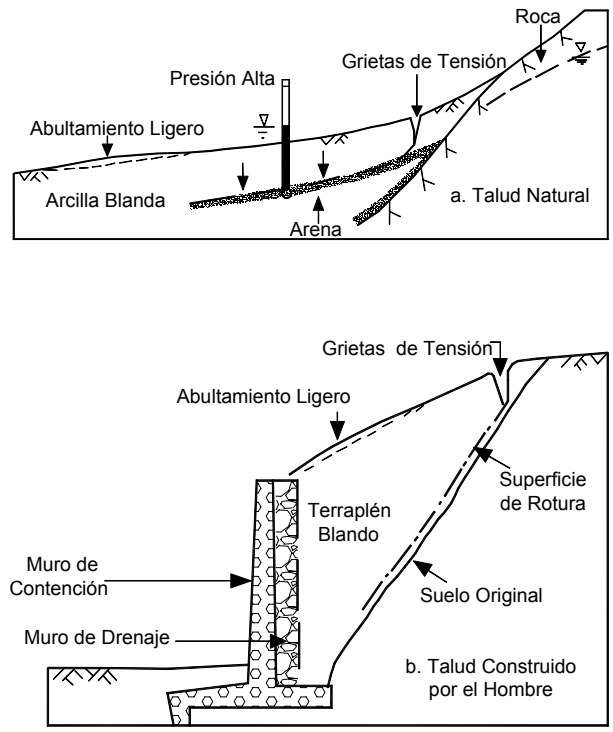


Figura 1.34 Hundimientos confinados.

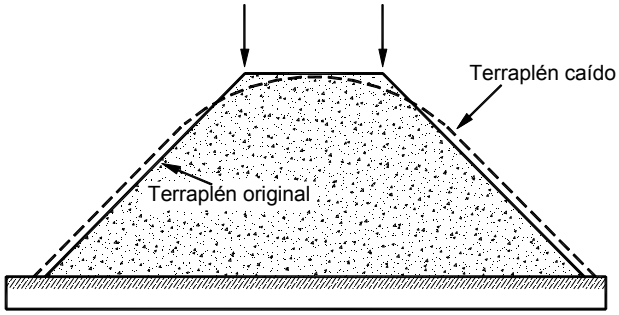


Figura 1.35 Hundimiento de la superficie de terraplenes por deficiencia de la compactación o por falta de confinamiento lateral.

Las lluvias

La saturación de los materiales subsuperficiales puede convertir el suelo en un fluido viscoso. Algunos suelos como los materiales volcánicos, absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación puede conducir a la formación de un flujo. (Figura 1.37).

Para que ocurra un flujo se puede requerir un determinado volumen de agua presente. Se han realizado estudios para cuantificar el nivel de lluvias que se requieren para producir flujos y es frecuente la ocurrencia de flujos (simultáneamente en sitios diferentes) dentro de una misma formación en el momento de una lluvia de gran intensidad o de un evento sísmico.

El deshielo de nevados

El deshielo de los nevados puede activar flujos de materiales volcánicos, conocidos con el nombre de "Lahares".

Los sismos

Los eventos sísmicos pueden generar un desprendimiento generalizado de bloques de roca que podrían terminar en un flujo. Igualmente, la licuación de los suelos puede terminar en flujos de suelo o lodo.

La alteración de suelos sensitivos

Algunos flujos resultan de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como los sedimentos no consolidados. Las arcillas de origen marino son generalmente muy sensitivas o rápidas.

El lavado de la sal, facilita el colapso de la estructura de la arcilla y la formación de flujos, por la infiltración de agua.

Los deslizamientos en zonas de alta pendiente

Al presentarse un deslizamiento de traslación o de rotación en una ladera de alta pendiente, existe la tendencia a la formación de un flujo al adquirir velocidad las masas de suelo desprendidas. Con frecuencia se unen varios deslizamientos para conformar un flujo de gran magnitud.

La Velocidad de los Flujos

Los flujos pueden ser lentos o rápidos (Figura 1.39), así como secos o húmedos y los hay de roca, de residuos o de suelo o tierra. Los flujos muy lentos (o extremadamente lentos) se asimilan en ocasiones, a los fenómenos de reptación. En los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación, la velocidad del movimiento disminuye al profundizar en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

Tipos de Flujo

Los flujos se clasifican de acuerdo con las características del material deslizado.

Flujos de bloques de roca

Los flujos de bloques de roca están compuestos por bloques y cantos de roca, con o sin presencia de materiales finos. Las pendientes de estos taludes comúnmente son muy empinadas (más de 45º).

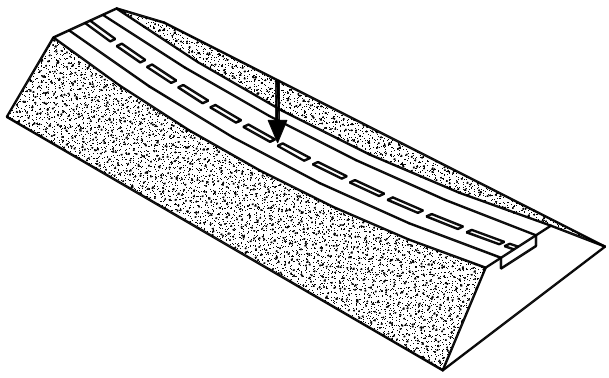


Figura 1.36 Hundimiento generalizado de un terraplén por asentamiento del suelo de cimentación.

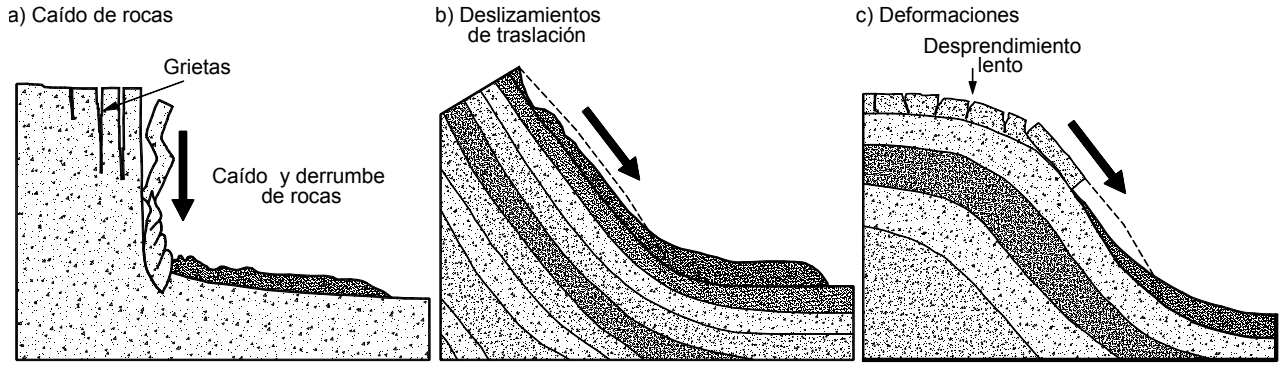


Figura 1.37 Formación de grandes flujos de roca (Geertsema y otros, 2006).

Inicialmente, se presentan como caídos o deslizamientos y rápidamente evolucionan y se transforman a flujos o avalanchas. La pendiente de los flujos es generalmente superior a 20% y es común que haya pendientes de más de 100%.

Su presencia es común tanto en las rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas, como en las rocas sedimentarias con ángulos fuertes de buzamiento de los planos de estratificación. En las rocas ígneas o metamórficas, los flujos pueden estar precedidos por fenómenos de inclinación y en las rocas metamórficas por desplazamientos de traslación a lo largo de los planos de estratificación. Los flujos de roca de mayor magnitud, generalmente se presentan en las rocas sedimentarias (Geertsema y otros, 2006).

Para la formación de grandes flujos de bloques de roca, se necesita que haya planos importantes de debilidad en el macizo rocoso, tales como intercalaciones de areniscas y lutitas y fallas geológicas cercanas, con aferencias importantes de roca fracturada, para lo cual se requieren alturas importantes y pendientes grandes de la superficie del talud. A mayor altura y/o pendiente, la velocidad de los flujos de roca es mayor. El tamaño de los bloques depende de los patrones de fracturación del macizo de roca.

Se observa la relación de los flujos en roca con perfiles de meteorización poco profundos en los cuales las fallas están generalmente relacionadas con cambios de esfuerzos y lixiviación, ocasionados por la filtración momentánea del agua en las primeras horas después de una lluvia fuerte.

Los flujos de bloques de roca ocurren con mucha frecuencia en las zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, como en la cordillera de los Andes. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad va de rápida a muy rápida. La distribución de velocidades simula la de los líquidos viscosos.

Flujos de residuos (Detritos)

Los flujos de residuos o de detritos son movimientos relativamente rápidos que llegan a ser extremadamente rápidos y están compuestos de materiales gruesos con menos del 50% de finos. Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos (Figura 1.38).

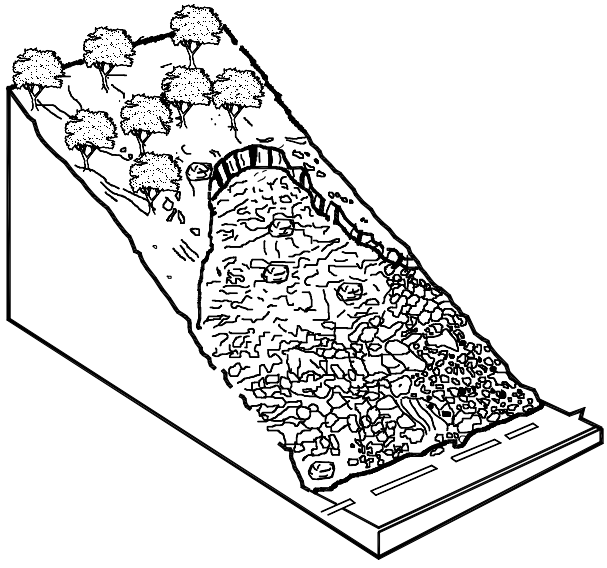


Figura 1.38 Flujo de bloques de roca y residuos en la excavación de un "talus" para la construcción de una vía.

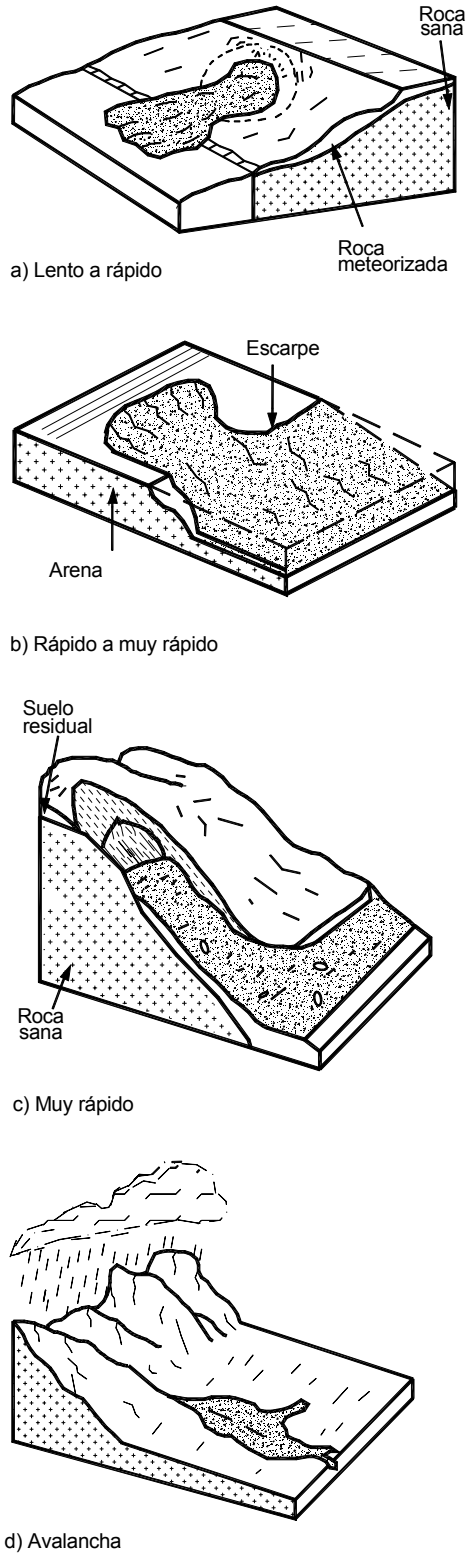


Figura 1.39 Flujos de diferentes velocidades.

Los materiales se van triturando por el mismo proceso del flujo y se observa una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento.

Generalmente, los flujos de escombros o de detritos, contienen partículas de diferentes tamaños, árboles y material vegetal, así como diversos objetos arrastrados por el flujo.

El movimiento de los flujos de detritos se activa con las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997). Los daños causados por los flujos de detritos abarcan áreas relativamente grandes (Figura 1.40).

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que corre, en forma constante, a través de un canal con algunas ondas menores superpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo.

Los movimientos se inician a velocidades moderadas y aumentan a medida que descienden por la ladera o cauce. Al aumentar la velocidad, va arrastrando materiales y objetos de diferentes tamaños. Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal.

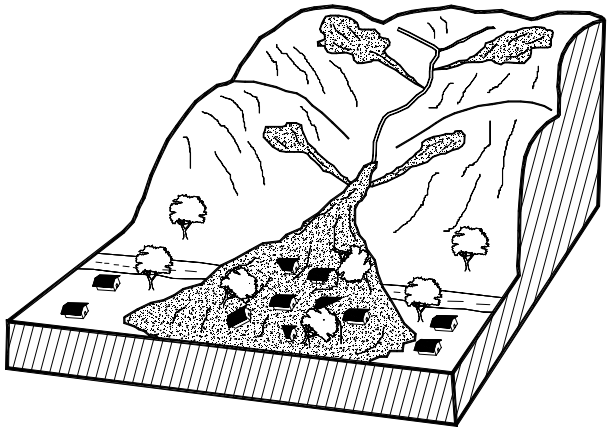


Figura 1.40 Flujo de detritos o residuos.

Flujo de suelo o tierra

Los flujos de tierra son movimientos de materiales con más del 50% de finos y su consistencia es líquida. Se inician comúnmente como desplazamientos de rotación o traslación y al acumularse los suelos sueltos abajo del pie del deslizamiento, éstos fluyen sobre la ladera. Los flujos de tierra son rápidos o lentos, de acuerdo con la humedad y la pendiente de la zona de ocurrencia. En las zonas de alta montaña y en las desérticas, se presentan flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.

Flujos de Lodo

En los flujos de lodo se habla de viscosidad propiamente dicha, llegando al punto de hablar de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo alcanzan velocidades muy altas y poseen grandes fuerzas destructoras, las cuales dependen de su caudal y velocidad.

Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento,un camino o canal de flujo y finalmente, una zona de acumulación.

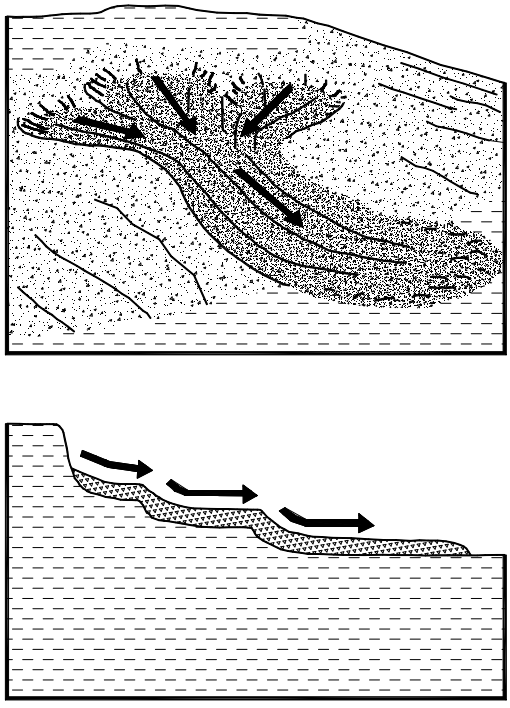


Figura 1.41 Formación de grandes flujos de lodo (Geertsema, 2006).

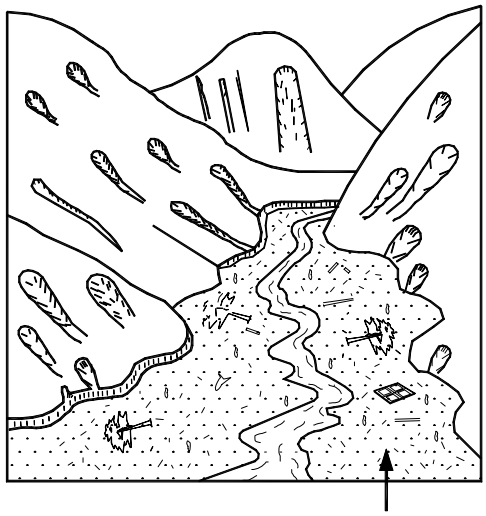


Figura 1.42 Avalanchas por deslizamientos generalizados.

El origen consiste en una serie de escarpes de falla o desplazamientos de rotación o traslación; el camino o canal es un área estrecha, recta o una serie de canales a través de los cuales fluye el material viscoso. La anchura, profundidad y pendiente del camino del flujo, varía de acuerdo con las condiciones topográficas y morfológicas. La zona de acumulación es un área de menor pendiente en la cual el flujo pierde velocidad y forma un abanico de depósito. (Figura 1.41).

Densidad del flujo

La densidad del flujo se mide mediante el porcentaje en peso, de los sedimentos en relación con el agua (Figura 1.43). Por ejemplo, 30% de sedimentos equivalen al 30% del peso total del agua correspondiente a los sedimentos. Si el porcentaje del peso en los sedimentos es mayor del 80%, se produce flujo de detritos o de lodos. Si el porcentaje es menos del 80% pero mayor del 40%, se produce flujo hiper-concentrado de sedimentos.

Si el porcentaje es menor del 25%, se produce flujo de agua. Igualmente, se debe tener en cuenta el peso unitario total de la mezcla: si el peso unitario es más de 2.0 KN/m3, el flujo corresponde al de una pasta granular y si es menor de 2.0, corresponde a un comportamiento más viscoso y fluido (Hutchinson, 1988).

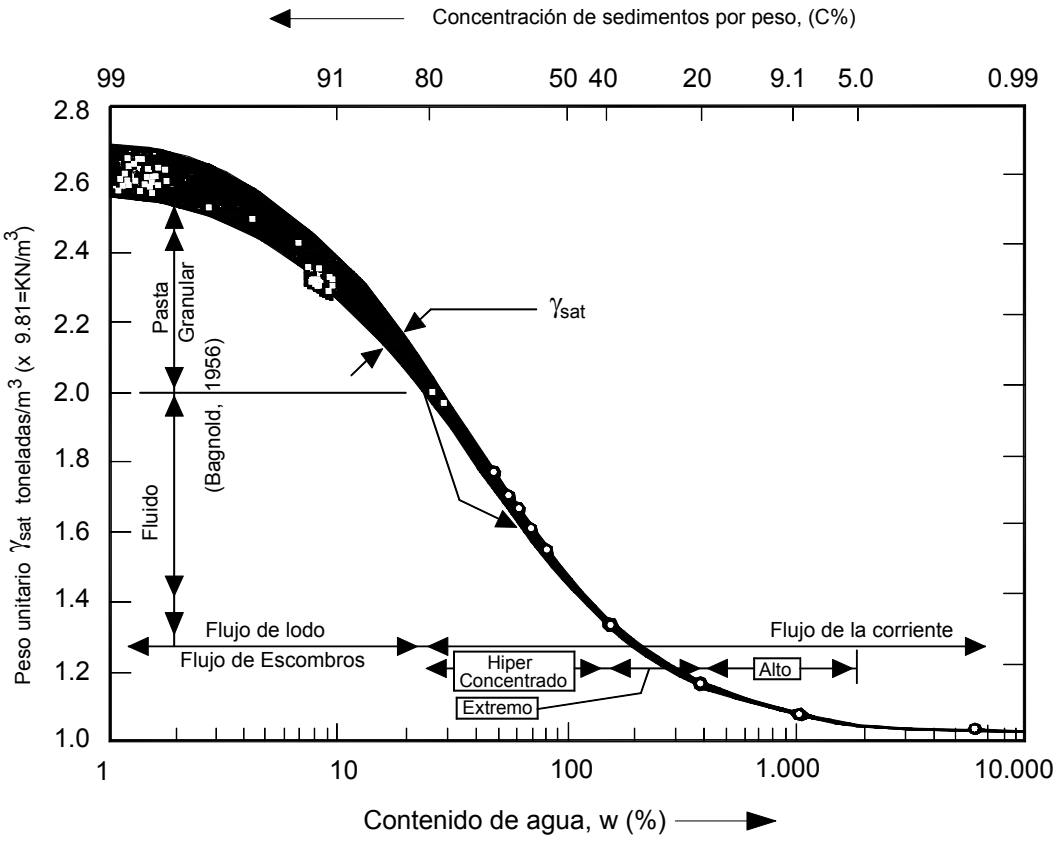


Figura 1.43 Gráfico para determinar el tipo de flujo de acuerdo con la concentración de los sedimentos y del contenido de agua (Hutchinson, 1988).

Avalanchas

Cuando los flujos alcanzan grandes velocidades se clasifican como avalanchas. En las avalanchas el flujo desciende formando una especie de "ríos de roca, suelo y residuos diversos"(Figura 1.42). Estos flujos comúnmente se relacionan con las lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionalmente altos, el deshielo de los nevados o los movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación. Esto último, aunque es un factor influyente, no es un pre-requisito para que ocurran.

Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos, combinados con un volumen importante de agua. Estas forman una masa de comportamiento líquido viscoso que logra velocidades muy altas (con gran poder destructivo) y que corresponden generalmente, a fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 50 m/s en algunos casos.

El movimiento de las avalanchas se define como un "flujo turbulento de granos". Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven. Los conos volcánicos son muy susceptibles a las avalanchas.

Lahares

Los lahares constituyen un tipo especial de avalancha o flujo de detritos, generados por el deshielo rápido de áreas de nevados, con erupciones volcánicas. El flujo de agua arrastra lodo, ceniza volcánica y detritos formando avalanchas de gran magnitud y alta velocidad. Un ejemplo de lahar fue la avalancha de Armero en Colombia, la cual sepultó un pueblo completo y murieron 23.000 personas.

El lahar fue aumentando de tamaño y velocidad a medida que se desplazaba por el cauce de un río de alta pendiente. Al pasar un intervalo de tiempo y secarse, el depósito del lahar se endureció.

Movimientos Complejos

Con mucha frecuencia los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más tipos de desplazamiento descritos anteriormente. A este tipo de deslizamiento que involucra varios tipos de movimientos, se le denomina "Complejo".

Adicionalmente, un tipo de proceso activo puede convertirse en otro, a medida que progresa el fenómeno de desintegración; es así como una inclinación puede terminar en un caído o en un deslizamiento en flujo.

CARACTERIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

Junto al tipo de movimiento, es importante definir las características que posee en cuanto a secuencia, estado de actividad, estilo, velocidad, humedad y material.

Tipo de Material

Los siguientes términos han sido adoptados como descripción de los materiales que componen un determinado movimiento del talud.

Roca. Se denomina "Roca" al material duro y firme que estaba intacto en su lugar, antes de la iniciación del movimiento.

Residuos. Se denomina Residuos o "Detritos", al suelo que contiene una significativa proporción de material grueso.

Se considera que si más del 20% del material en peso es mayor de 2 milímetros de diámetro equivalente, debe llamarse "Residuos". Por lo general, existen partículas mucho mayores de 2 milímetros, para que sean consideradas de este modo.

Tierra. Se denomina tierra, a los materiales con más del 50% de finos (Pasantes tamiz ASTM 200) (USGS, 2004), su humedad es relativamente baja y no tiene consistencia líquida; se incluyen los materiales desde arenas a arcillas muy plásticas.

Lodo. Se denomina lodo a un material con más del 50% de finos (Pasantes tamiz ASTM 200) (USGS, 2004), con humedades cercanas o superiores al límite líquido, esto le permite fluir rápidamente.

Humedad

Se proponen cuatro términos para definir las condiciones de humedad así:

Seco. No contiene humedad "visible".

Húmedo. Contiene algo de agua, pero no posee agua (corriente) libre y puede comportarse como un sólido plástico pero no como un líquido.

Mojado. Contiene suficiente agua para comportarse en parte, como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.

Muy mojado. Contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

Tabla 1.1 Glosario para la caracterización de movimientos en masa. (Ampliado de Cruden y Varnes, 1996)

Tipo	Secuencia	Estado de actividad	Tamaño	Velocidad	Humedad	Material
Caído	Progresivo	Activado	Extremadamente Pequeño	Extremadamente rápido	Seco	Roca
Inclinación	Retrogresivo	Reactivado	Muy Pequeño	Muy rápido	Húmedo	Tierra
Rotación	Ampliándose	Suspendido	Pequeño	Rápido Moderado	Mojado	Residuos
Traslación	Alargándose	Inactivo	Mediano	Lento	Muy mojado	Lodo
Extensión Lateral	Confinado	Dormido	Medianamente grande	Muy lento		
Hundimiento	Disminuyendo	Abandonado	Muy grande	Extremadamente lento		
Flujo		Estabilizado	Extremadamente grande			
Avalancha		Relicto				
Lahar						

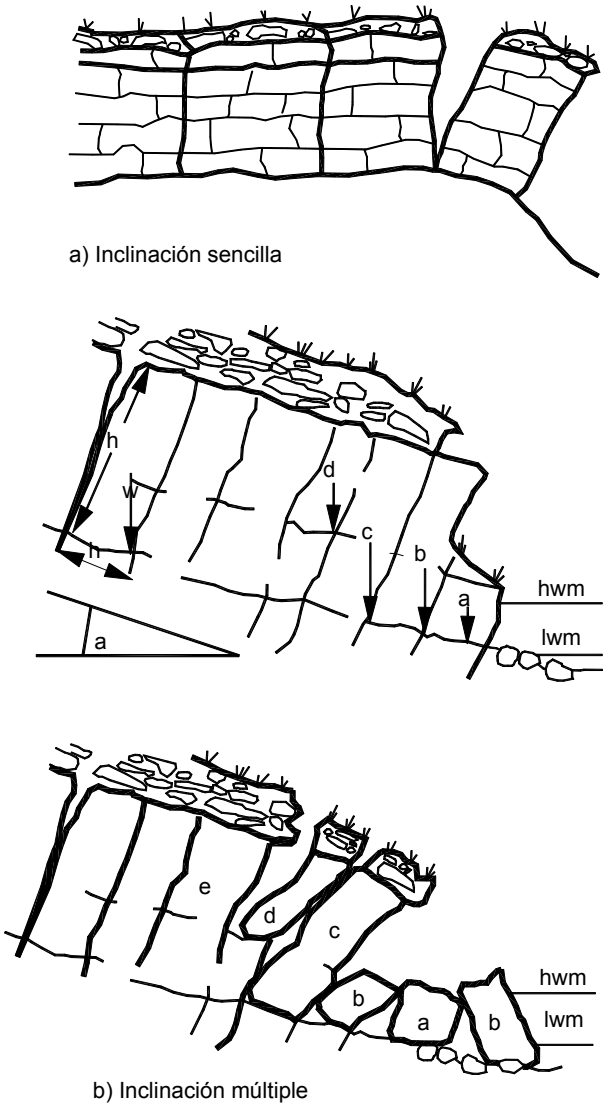


Figura 1.44 Inclinaciones sencillas y múltiples (Cruden, Varnes 1996).

Estilo

Varnes estableció una nomenclatura de actividad de deslizamiento cuando aparecen conjuntamente diferentes tipos de movimiento:

Complejo. Un deslizamiento complejo es aquel que tiene al menos, dos tipos de movimiento. Por ejemplo, inclinación y desplazamiento.

Compuesto. El término compuesto corresponde al caso en el cual ocurren simultáneamente varios tipos de movimientos en diferentes áreas de la masa desplazada.

Múltiple. Se denomina múltiple a un deslizamiento que muestra movimientos repetidos del mismo tipo, generalmente, ampliando la superficie de falla. (Figuras 1.44 y 1.45). En cambio, un movimiento sucesivo corresponde a movimientos repetidos, pero que no comparten la misma superficie de falla.

Sencillo. Se presenta un solo tipo de movimiento .

Estado de Actividad

De acuerdo con su estado actual de actividad, los deslizamientos se clasifican de la siguiente forma (Figura 1.46):

Activo. Deslizamiento que se está moviendo en los actuales momentos.

Reactivado. Movimiento que nuevamente está activo, después de haber estado inactivo. Por ejemplo, deslizamientos reactivados sobre antiguas superficies de falla.

Suspendido. Deslizamientos que han estado activos durante los últimos ciclos estacionales, pero que no se están moviendo en la actualidad.

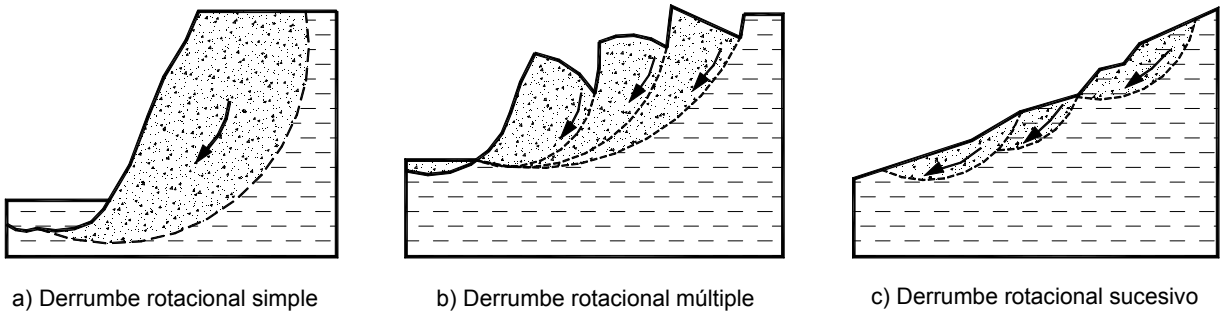


Figura 1.45 Desplazamientos rotacionales simples y múltiples.

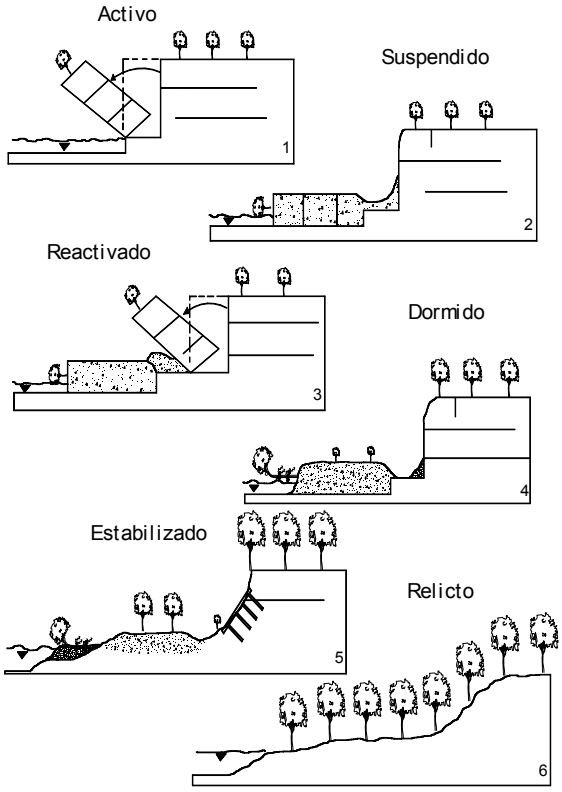


Figura 1.46 Clasificación de los movimientos del terreno de acuerdo con su estado de actividad. (Bajracharya, 2006).

Inactivo. Deslizamiento que lleva varios ciclos estacionales, sin actividad.

Dormido. Deslizamiento inactivo donde aparentemente permanecen las causas del movimiento.

Abandonado. Es el caso de un río que cambió de curso y que estaba produciendo un deslizamiento.

Estabilizado. Movimiento suspendido por obras remediales artificiales.

Relicto. Deslizamientos que probablemente ocurrió hace varios miles de años.

Secuencia de Repetición

La secuencia se refiere a los movimientos que se inician en un área local y progresan o se repiten en una determinada dirección. Varnes (1978) recomienda utilizar la siguiente terminología:

Progresivo. La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.

Retrogresivo o sucesivo. La superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento (Figura 1.47).

Ampliándose. La superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales.

Alargándose. La superficie de falla se alarga agregándoles continuamente, volumen de material desplazado.

La superficie de falla puede alargarse en una o más direcciones. El término "alargándose" puede utilizarse indistintamente con el término progresivo.

Confinado. Se refiere a los movimientos que tienen un escarpe visible, pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.

Disminuyendo. El volumen de material que esta siendo desplazado, disminuye con el tiempo.

Velocidad del Movimiento

En la tabla 1.2 se indica la escala de velocidades de movimientos, propuesta por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, la cual se considera como escala única de rata de movimiento.

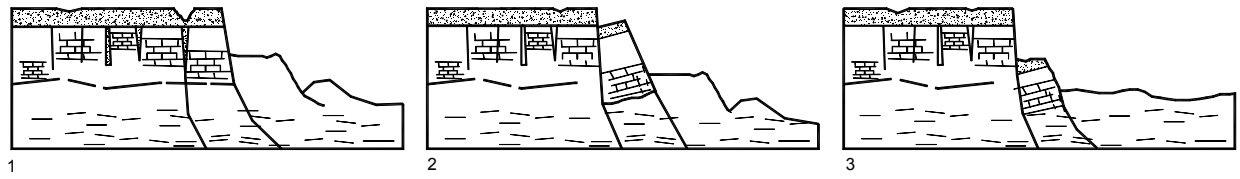


Figura 1.47 Deslizamientos retrogresivos.

En algunos casos, ocurren diferentes velocidades de los diversos modos de movimiento razón por la cual, se requiere que cada uno de ellos sea definido por separado.

La velocidad del movimiento tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Generalmente, los deslizamientos extremadamente rápidos, corresponden a catástrofes de gran violencia, ocasionalmente con muchos muertos y cuyo escape es poco probable.

Por otro lado, los movimientos extremadamente lentos son imperceptibles (sin instrumentos) y representan un riesgo muy bajo de pérdida de vidas humanas.

Generalmente, la velocidad del movimiento es lenta al principio y puede aumentar (gradual o instantáneamente) aumentar de velocidad de acuerdo con el tipo de movimiento (Figura 1.48). Por ejemplo, un movimiento de volteo es extremadamente lento en su inicio (por un largo período de tiempo) pero instantáneamente, puede convertirse en un caído extremadamente rápido.

Otro aspecto importante de la velocidad, es que permite monitorear el desarrollo del proceso. Con el tiempo, el monitoreo es muy importante, especialmente en las áreas urbanas o cuando está amenazada una obra importante de infraestructura (Vías, presas, oleoductos etc.).

La velocidad se monitorea utilizando inclinómetros para movimientos no muy rápidos y mediante equipos remotos para los deslizamientos o flujos de gran velocidad.

Fotografia 1.2 Flujo de roca extremadamente rápido. Antioquia, Colombia.

Tabla 1.2 Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996).

Clase	Descripción	Velocidad (mm/s.f.)	Desplazamiento	Poder Destructor
7	Extremadamente rápida	5×10^{3}	5 m/seg.	Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes, escape improbable.
6	Muy rápida	5×10^{1}	3 m/min	Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
5	Rápida	5×10^{-1}	1.8 m/hora	Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
4	Moderada	5×10^{-3}	13 m/mes	Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
3	Lenta	5×10^{-5}	1.6 m/año	Construcciones remediales se pueden realizar durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
2	Muy lenta	5×10^{-7}	16 mm/año	Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
1	Extremadamente lenta			Movimientos imperceptibles sin instrumentos; posible construcción pero teniendo ciertas precauciones.

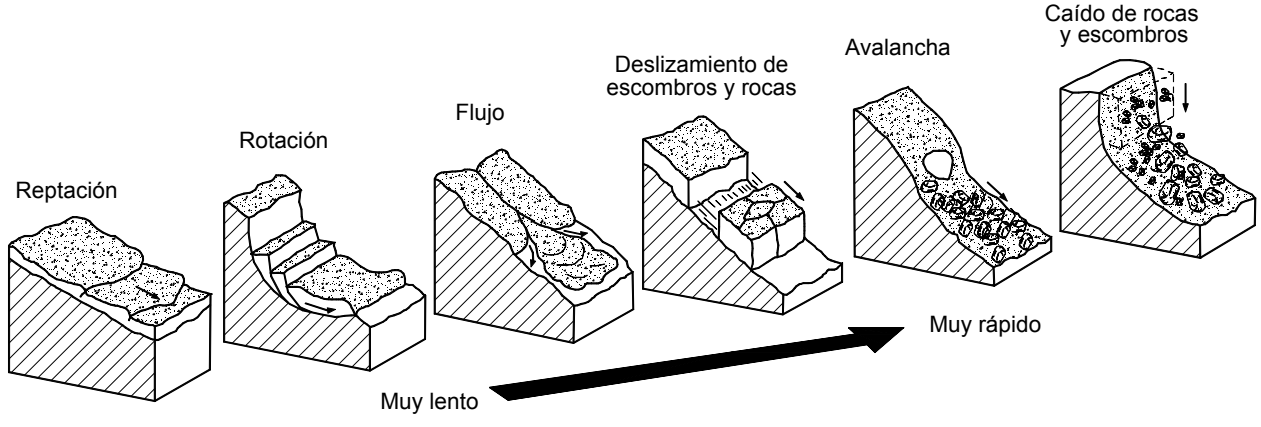


Figura 1.48 Velocidad de acuerdo al tipo de movimiento.

Inicio del movimiento.

Desplazamiento pocas semanas después.

Fotografia 1.3 Deslizamiento de velocidad moderada. El movimiento es un hundimiento y desplazamiento semi-rotacional causado por el colapso de cavernas en suelos calcáreos.

Tabla 1.4 Correlaciones entre descarga pico (Ko) y volumen total (V). (Jakob, 2005).

Fórmula	Tipo de material	Autor
$Q_p = 0.135V^{0.78}$	Flujos de residuos de roca	Mizuyama y otros (1992)
$Q_p = 0.019V^{0.79}$	Flujos de residuos lodosos	Mizuyama y otros (1992)
$Q_p = 0.006V^{0.83}$	Flujos de residuos volcánicos	Jitousono y otros (1996)
$Q_p = 0.04V^{0.90}$	Flujos de residuos de roca	Bovis y Jakob (1999)
$Q_p = 0.003V^{1.01}$	Flujos de residuos volcánicos	Bovis y Jakob (1999)
$Q_p = 0.001V^{0.87}$	Flujos de residuos volcánicos	Jitousono y otros (1996)
$Q_p = 0.1V^{0.83}$	Flujos de residuos de roca	Rickenmann (1999)

Clasificación Según el Tamaño del Deslizamiento

La clasificación basada en el volumen del deslizamiento fue propuesta por Fell (1994) (Tabla 1.3).

El volumen determina la magnitud del riesgo. Generalmente, a mayor volumen, mayor el riesgo. Sin embargo, en flujos o avalanchas, la velocidad puede ser más importante que el volumen total del deslizamiento.

Tabla 1.3 Clasificación de deslizamientos de acuerdo con su volumen (Fell, 1994).

Clase de Tamaño por Volumen	Descripción del Tamaño	Volumen (m3)
1	Extremadamente pequeño	<500
2	Muy pequeño	500 a 5.000
3	Pequeño	5.000 a 50.000
4	Mediano	50.000 a 250.000
5	Medianamente grande	250.000 a 1.000.000
6	Muy grande	1.000.000 a 5.000.000
7	Extremadamente grande	>5.000.000

Igualmente, algunos deslizamientos extremadamente lentos y de gran volumen, representan riesgos relativamente manejables.

Clasificación de Jakob para la Magnitud de Flujos y Avalanchas

Jakob (2005), propuso un sistema de clasificación de flujos y avalanchas teniendo en cuenta el tamaño, el caudal del flujo, el área de sedimentación y una descripción de las consecuencias potenciales. La figura 1.49 muestra los diversos elementos que Jakob propone para la clasificación de la magnitud de los flujos. Los factores a tener en cuenta son los siguientes:

Volumen. El volumen define la magnitud total de masa transportada.

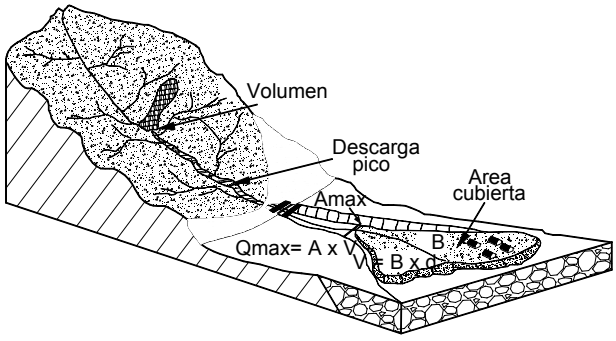


Figura 1.49 Esquema conceptual que muestra las variables en la clasificación de la magnitud de un flujo de residuos (Jakob, 2005).

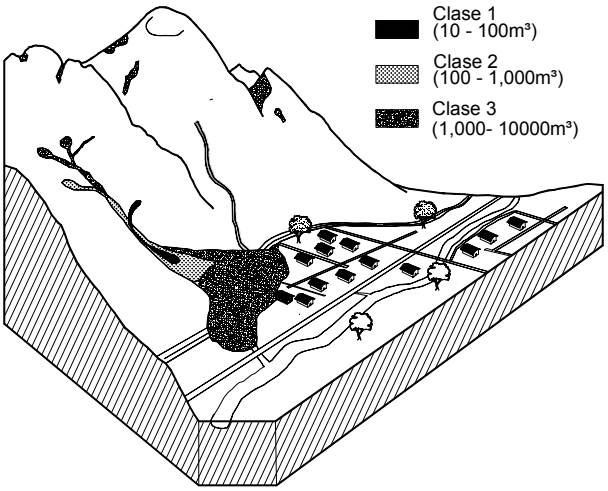


Figura 1.50 Esquema conceptual de los flujos de residuos clase 1 a 3, de acuerdo con la clasificación de Jakob (2005).

Descarga pico. La descarga se define como el producto entre la sección transversal mayor a lo largo del canal de descarga y la máxima velocidad estimada del flujo que pasa por esta sección.

Las secciones se miden fácilmente y las velocidades se pueden estimar por métodos de análisis de avalanchas (Jakob, 2005) (Tabla 1.4 y figuras 1.50 y 1.51).

La descarga o caudal de flujo se requiere para diseñar los puentes y estructuras a lo largo del recorrido de la avalancha o flujo y para determinar los elementos de riesgo, a lado y lado del movimiento.

Area inundada o cubierta por sedimentos. El área cubierta por sedimentos permite medir la movilidad del flujo y las consecuencias potenciales. Por ejemplo, los Departamentos de Planeación de los municipios requieren que se determine la zona de inundación para limitar los desarrollos en estas áreas.

Para flujos de lodos o residuos de materiales volcánicos, el área inundada puede medirse utilizando la siguiente relación:

$$B_v = 200V^{2/3}$$

Para los flujos de residuos de bloques de roca, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$B_b = 20V^{2/3}$$

En el análisis de las expresiones de la tabla 1.4, debe tenerse cuidado con la diferenciación entre flujos granulares y flujos de lodo, para volúmenes mayores de 10.000 m^3.

Investigaciones de Rickenmann (1999) demuestran que los flujos de lodos y flujos granulares pueden converger. En todos los casos debe tenerse muy claro que las expresiones anteriores no son precisas y que deben tomarse solamente como punto de referencia para el análisis y no para los cálculos definitivos.

Con base en las consideraciones anteriores Jakob (2005) propuso una clasificación de Magnitud para los flujos de residuos, la cual se presenta en la tabla 1.5.

Esta clasificación puede utilizarse para determinar la magnitud del riesgo en lo referente a las áreas afectadas, pérdidas económicas y vidas humanas. Los flujos de gran magnitud no son comunes pero son los más catastróficos y los que generan mayores riesgos.

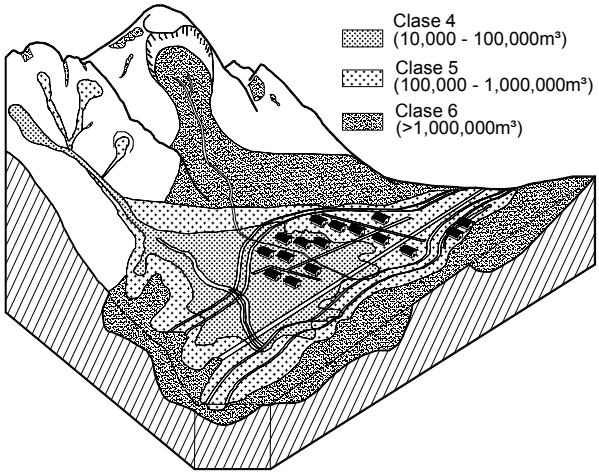


Figura 1.51 Esquema conceptual de los flujos de residuos clase 4 a 6, de acuerdo con la clasificación de Jakob (2005).

Tabla 1.5 Clasificación de la Magnitud (M) de los flujos (Jakob, 2005).

M	Rango de V (m3)	Rango de Q_b (m3/s)	Rango de Q_v (m3/s)	B_b (m2)	B_v (m2)	Consecuencias
1	$<10^2$	<5	<1	$<4x10^2$	$<4x10^3$	Daño muy localizado. Puede generar muertes y dañar edificios pequeños
2	10^2 a 10^3	5 a 30	1 a 3	$4x10^2$ a $2x10^3$	$4x10^3$ a $2x10^4$	Puede enterrar carros, romper árboles, bloquear vías y alcantarillas. Destruye edificaciones pequeñas de madera.
3	10^3 a 10^4	30 a 200	3 a 30	$2x10^3$ a $9x10^3$	$2x10^4$ a $9x10^4$	Puede destruir edificios grandes, dañar pilas de puentes, vías y oleoductos.
4	10^4 a 10^5	200 a 1500	30 a 300	$9x10^3$ a $4x10^4$	$9x10^4$ a $4x10^5$	Puede destruir parcialmente pueblos, destruir puentes y bloquear cañadas.
5	10^5 a 10^6	1500 a 12000	300 a $3x10^3$	$4x10^4$ a $2x10^5$	$4x10^5$ a $2x10^6$	Puede destruir partes importantes de pueblos, destruir bosques de 2 Km^2 de área y bloquear pequeños ríos.
6	10^5 a 10^6	N/A	$3x10^3$ a $3x10^4$	$>2x10^5$	$2x10^6$ a $3x10^7$	Puede destruir pueblos enteros y cubrir valles de varias decenas de Km^2. Puede embalsar ríos.
7	10^6 a 10^7	N/A	$3x10^4$ a $3x10^5$	N/A	$3x10^7$ a $3x10^8$	Puede destruir partes de ciudades y cubrir valles de muchas decenas de Km^2 y embalsar ríos de gran tamaño.
8	10^7 a 10^8	N/A	$3x10^5$ a $3x10^6$	N/A	$3x10^8$ a $3x10^9$	Puede destruir ciudades enteras, inundar valles hasta de 100 Km^2 y embalsar grandes ríos.
9	10^8 a 10^9	N/A	$3x10^6$ a $3x10^7$	N/A	$3x10^9$ a $3x10^{10}$	Destrucción completa de cientos de Km^2.
10	$>10^9$	N/A	$3x10^7$ a $3x10^8$	N/A	$>3x10^{10}$	Destrucción completa de cientos de Km^2.

Jakob (2005) propone los siguientes parámetros:

B = volumen total del flujo.
Qb y Qv = Descargas pico para flujos de bloques y para flujos de lodos.
Bb y Bv = Áreas inundadas por los flujos de bloques o por los flujos de lodos.
N/A = No se han presentado flujos de residuos de bloques de esta magnitud.
B = Para flujos gruesos es diez veces más pequeño que para flujos de lodos.

Esta clasificación de Jakob está basada en el análisis de los flujos reportados en la literatura (Chen, 1997; Wieczorek y Naeser, 2000; Rickenmann y Chen, 2003).

REFERENCIAS CAPÍTULO 1

Bovis M.J., Jakob M. (1999). "The role of debris supply to determine debris flow activity in southwestern B." Earth Surface Processes and Landforms 24, pp. 1039– 1054.

Brabb E.E., Hrrod B.L. (1989). "Landslides: Extent and economic significance": Proc., 28th International Geological Congress: Symposium on landslides, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 385 p.

Bajracharya., S.R. (2006). " An Approach to the classification of slope movements". Training/ workshop on "Earthquake Vulnerability and Multi-Hazard Risk Assessment, Pakistan.

Chen, C.L. (1997). "First International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, San Francisco".

American Society of Civil Engineers, New York.

Collins, B., Znidarcic, D. (1997). "Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flows". II Simposio Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro .pp. 277-286.

Cruden, D.M. (1991). "A simple Definition of a Landslide Bulletin of the International Association of Engineering Geology". No 43, pp 27-29

Cruden, D.M., Varnes D. J. (1996). "Landslide Types and Processes". Landslides: Investigation and Mitigation. Special Report 247, National Academy Press, Washington D. C., pp 36-75.

Fell R. (1994). "Landslide risk assessment and acceptable risk". Canadian Geotechnical Journal 31, pp 261-272.

Geertsema M , Clague J.J., Schwab J.W., Evans S.G. (2006). "An overview of recent large catastrophic landslides in northern British Columbia", Canada

Hunter G., Fell. R. (2003) Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes. Can. Geotech. J. 40. Pp. 1123–1141.

Hutchinson J. N. (1968). "Mass Movement". Encyclopedia of Geomorphology. Reinhold New York,pp. 688-695.

Hutchinson J.N. (1988). "Mosphology and geotechnical parameters or landslides in relation to geology and hydrogeology". Fifth International Symposium on landslides, Lausanne, pp. 3-35.

IAEG Commission on Landslides (1990). "Suggested nomenclature for landslides". Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 41, pp.13-16.

Jakob M. (2005). "A size clasification for debris flows". Engineering Geology 79, pp 151-161.

Jitousono, T., Shimokawa, E., Tsuchiya, S., (1996). "Debris flow following the 1994 eruption with pyroclastic flows in Merapi volcano", Indonesia. Journal of Japan Society Erosion Control Engineering 48 (special issue), 109–116.

Mizuyama, T., Kobashi, S., Ou, G., (1992). "Prediction of debris flow peak discharge". Interpraevent. nternational symposium, Bern, Switzerland, Tagespublikation, vol. 4, pp. 99–108.

Rickenmann, D., (1999). "Empirical relationships for debris flows". Natural Hazards 19, 47– 77.

Rickenmann, D., Chen, C.L. (Eds.), (2003). "Proceedings of the Third International Conference on Debris Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment", Davos. Millress, Rotterdam.

Skempton A.W. Hutchinson J.N. (1969). "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations". Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Mexico City. State of the art. Volume 2, pp. 291-340.

Transportation Research Board (1996). "Landslides investigation and mitigation", Special report 247. Washington, 675 p.

USGS (2004) "Landslide Types and Processes" Fact Sheet 2004-3072

Varnes D.J. (1958). "Landslides types and processes". Special report 29: Landslides and engineering practice (E.B. Eckel, ed.) HRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 20-47.

Varnes D.J. (1978). "Slope movement types and processes". Special report 176: Landslides: Analysis and control (R.L. Schuster and R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.11-33.

Wieczorek, G.F., Naeser, N.D. (Eds.), (2000). "Proceedings of the Second International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment", Taipei. Balkeema, Rotterdam.

Wyllie D.C. , Norrish N.I. (1996). "Stabilization of rock slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. National research council, pp. 474-504.

Wieczorek, G.F., Naeser, N.D. (Eds.), (2000). "Proceedings of the Second International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment", Taipei. Balkeema, Rotterdam.

Wyllie D.C. , Norrish N.I. (1996). "Stabilization of rock slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. National research council, pp. 474-504.

Capítulo 2

Mecanismos de falla

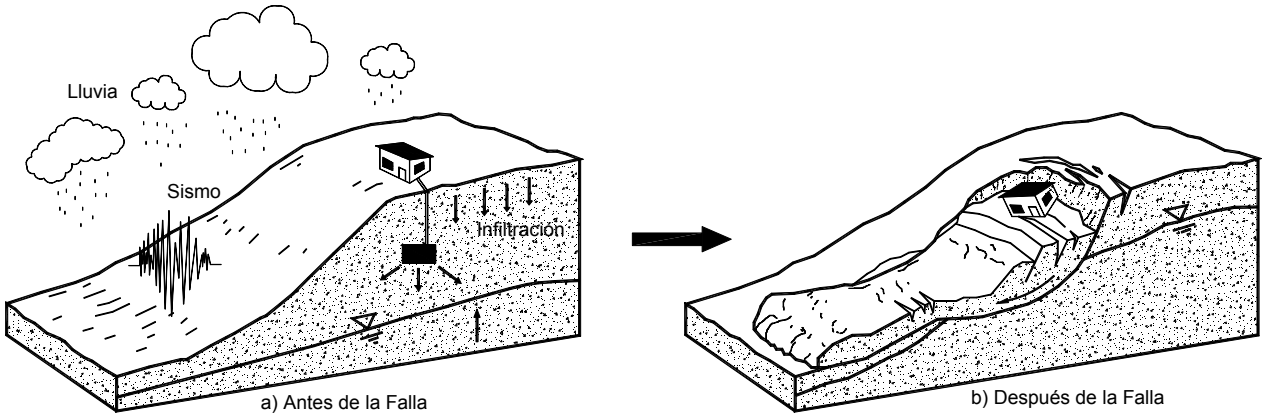


Figura 2.1 El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores.

La mayoría de los taludes son aparentemente estables y estáticos, pero realmente son sistemas dinámicos en evolución. Un talud estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso (Figura 2.1). Por lo tanto, se requiere conocer detalladamente lo que ocurre dentro de un talud para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. Este diagnóstico es un aspecto fundamental en la ciencia de la estabilidad de los taludes. Si el diagnóstico es equivocado, las medidas remediales y/o los procedimientos de estabilización fracasarían.

Previamente al diseño de las medidas remediales, se debe tener un conocimiento completo de la magnitud de la amenaza, las causas y los mecanismos que la generan. La elaboración del modelo conceptual del comportamiento o mecanismo de falla, es una de las actividades previas fundamentales para el diagnóstico y remediación de los problemas de deslizamiento, especialmente en los suelos residuales de ambientes tropicales donde la heterogeneidad de los materiales y la variedad de los parámetros fundamentales, hacen que el análisis determinístico sea impreciso.

Para elaborar los modelos conceptuales se requiere el conocimiento de la geología, la mecánica de suelos, la hidrología, la morfología y las características ambientales del sitio, entre otros elementos fundamentales. El objetivo del presente capítulo es analizar la influencia de todos y cada uno de los diversos factores que determinan la estabilidad de un talud.

Modelos Conceptuales y Determinísticos

En el modelo conceptual se describen, analizan y valoran las causas y mecanismos que producen un fenómeno. El modelo conceptual explica cómo se comporta el talud de acuerdo con sus características físicas, químicas y ambientales y cómo actúan los mecanismos que producirían o están

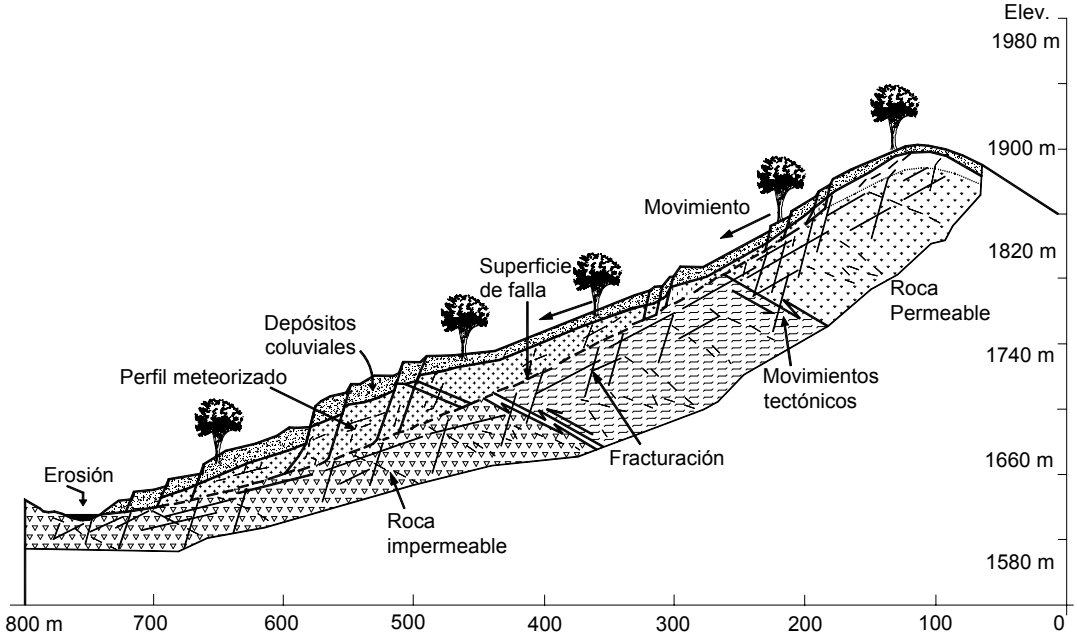


Figura 2.2 Las características de la litología y la estructura de la formación geológica determinan la susceptibilidad a los deslizamientos, la localización de la superficie de falla y los tipos de movimiento. El ejemplo muestra un deslizamiento complejo en North Carolina. (North Carolina Geological Survey).

produciendo un determinado comportamiento. El modelo conceptual se puede representa gráficamente o en forma escrita.

Una vez elaborado el modelo conceptual, se puede realizar el análisis determinístico o cálculo de factor de seguridad. El modelo determinístico debe ser la representación matemática del modelo conceptual.

Los parámetros y condiciones de frontera que se van a utilizar en los análisis matemáticos, deben estar basados en el modelo conceptual. No se debe elaborar un modelo matemático si no se tiene previamente un modelo conceptual.

FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO

Los procesos que ocurren en un talud son generalmente complejos y dependen de gran cantidad de factores, los cuales interactúan entre ellos para definir un comportamiento. A continuación, se presenta una descripción de algunos de los factores fundamentales que afectan la estabilidad de los taludes.

La Litología o Formación Geológica

Cada litología o formación geológica posee un determinado patrón de comportamiento. Por ejemplo: Un granito y una caliza bajo condiciones similares, desarrollan características diferentes de perfil geotécnico y presentan un comportamiento diferente de los taludes como resultado de las diversas características de los materiales (permeabilidad, potencial de meteorización, erosividad, etc.).

Si el material que conforma el talud es homogéneo, el modelo conceptual es relativamente sencillo y fácil de interpretar; sin embargo, cuando el talud está formado por varios tipos de roca o suelo, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado. Este es el caso de los suelos residuales donde el material completamente descompuesto, tiene un comportamiento muy diferente al del material menos descompuesto, el saprolito o la roca.

En los taludes donde aparecen varios materiales diferentes se debe elaborar un modelo que incluya todos los materiales, cada cual con su comportamiento característico, pero al mismo

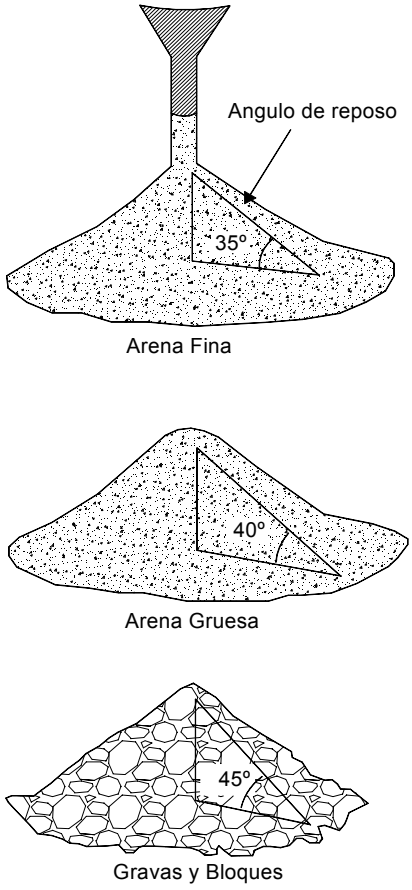


Figura 2.3 El ángulo de reposo depende de la litología, tamaño, la forma y microestructura de las partículas de suelo. La textura gruesa produce un ángulo de reposo mayor.

tiempo, se debe analizar el comportamiento conjunto de los diversos materiales. Por ejemplo, un material permeable sobre otro menos permeable, puede generar niveles de agua colgados, los cuales pueden afectar la estabilidad del conjunto de materiales.

Un suelo duro puede fallar al cortante o deslizarse al deformarse un material subyacente menos duro. Generalmente, en una formación geológica se encuentran varios tipos de material y varios patrones de estructura, los cuales conjuntamente, determinan las características de los deslizamientos.

Generalmente, cada formación geológica tiene unos patronos típicos que se repiten en los diferentes taludes.

La Microestructura

Se debe tener en cuenta además de la litología propiamente dicha, tanto la estructura como la microestructura de las partículas que conforman el suelo y la roca.

La microestructura incluye la fábrica y la textura de los materiales. Esta define entre otras cosas el ángulo de reposo del material (Figura 2.3) y éste a su vez determina la pendiente máxima estable del talud.

La Estructura Geológica

Es común que los deslizamientos ocurran a lo largo de las superficies de debilidad existentes en el suelo o la roca. A estas superficies de debilidad se les conoce como la "estructura geológica" la cual está conformada por las discontinuidades, fracturas, planos de estratificación o superficies de debilidad del macizo o talud (Figura 2.4). Los elementos de estructura geológica que más comúnmente afectan los deslizamientos son:

Los planos de estratificación. Corresponden a los planos de cambio de litología del material, propios de las rocas sedimentarias. Estos planos son muy importantes para la ocurrencia de deslizamientos, especialmente cuando el cambio de estratificación es brusco. Por ejemplo, mantos de arenisca (duros) sobre mantos de arcillolita (blandos).

Los planos de foliación o esquistosidad. Son planos de microestructura comunes en las rocas metamórficas. Estos planos representan superficies de debilidad para la ocurrencia de deslizamientos en los esquistos; y por esta razón, los esquistos son muy susceptibles a los deslizamientos.

Las fracturas. Son planos de separación o rotura, los cuales se encuentran presentes en la mayoría de formaciones rocosas. La fracturación está relacionada con los procesos tectónicos y otros factores propios de la evolución de la corteza terrestre. Estas fracturas son muy importantes cuando se encuentran abiertas o rellenas con materiales de baja resistencia.

Los "slickensides" o paleosuperficies de movimiento. Son superficies lisas de muy baja resistencia, a lo largo de las cuales han ocurrido anteriormente desplazamientos.

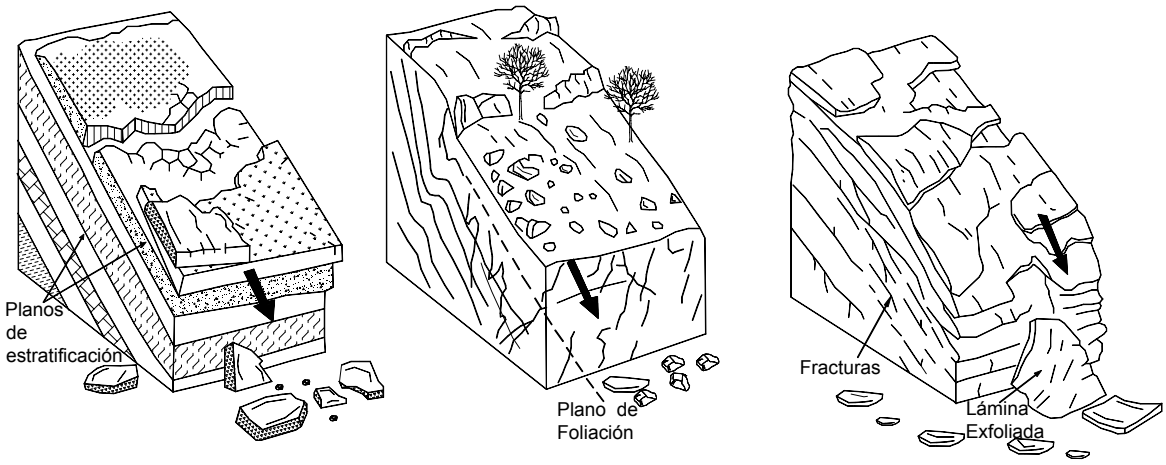


Figura 2.4 Las discontinuidades de la estructura geológica determinan, en muchos casos, la ocurrencia de los deslizamientos de tierra (Diagramas elaborados por Schuster).

La Tectónica y La Fracturación

La tectónica produce dos efectos: fallamiento y fracturación. Las discontinuidades juegan un papel importante en el deslizamiento de los materiales residuales. Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poro. El agua, al hacerse presente dentro de la junta, produce meteorización de sus paredes, debilitándolas. Adicionalmente, se depositan materiales blandos dentro de la junta.

La Geomorfología

Brusden (2002) define la geomorfología como el estudio de las formas de la superficie de la tierra, su origen, los procesos relacionados con su desarrollo y las propiedades de los materiales, con lo cual se puede predecir el comportamiento y el futuro estado (Figura 2.5).

Para elaborar el modelo de comportamiento de un talud, es determinante analizar la geomorfología y su efecto sobre los procesos de inestabilidad; los procesos actuales y pasados son la base para los procesos que van a ocurrir.

Las condiciones geomorfológicas presentes son esenciales en el análisis de la ocurrencia de deslizamientos, debido a que los procesos de vertiente son parte integral de los procesos dinámicos como variables que controlan la evolución del paisaje (Aristizabal y Yokota, 2006).

La geomorfología refleja los procesos que están actuando sobre el talud, así como los paleo-procesos que lo han afectado en el pasado y su relación con la litología y otros elementos constitutivos, no solamente de un talud en particular, sino de todo el ambiente de una zona.

Por ejemplo, una ladera afectada por procesos tectónicos (morfología con escarpes empinados) posee una morfología diferente a una afectada principalmente por procesos de depositación (morfología suave u ondulada). El comportamiento de los taludes depende de las características de la geomorfología general del sector.

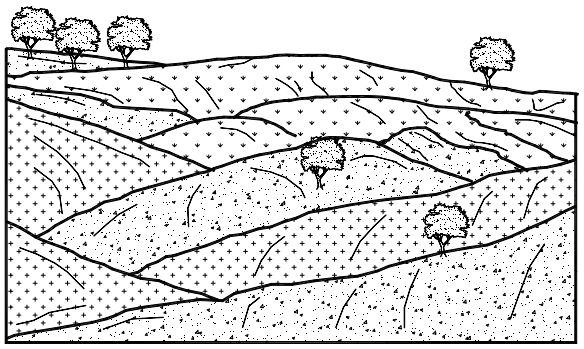


Figura 2.5 Las formas del terreno (geomorfología) muestran la historia, el futuro de la evolución del paisaje y la susceptibilidad a los deslizamientos.

El Estado de Meteorización

En los ambientes tropicales dominados por altas las temperaturas y cambiantes y por lluvias abundantes, la meteorización de los materiales es muy fuerte y se caracteriza por la descomposición rápida de feldespatos y minerales ferromagnesianos, la concentración de óxidos de hierro y aluminio y la remoción de sílice y de las bases de Na_2O – K_2O – CaO y MgO (Gidigasu, 1972). Los feldespatos se meteorizan inicialmente, a caolinita, óxidos de hierro y óxidos de aluminio pero los compuestos más resistentes como las partículas de mica y cuarzo, permanecen intactos.

La meteorización de rocas y cenizas volcánicas conduce a la formación de montmorillonitas, aloysitas, óxidos de hierro y aluminio en etapas iniciales de la meteorización y finalmente, se pueden formar caolinitas, esmectitas y gibsitas (González y Jiménez, 1981). Algunas rocas que contienen sales (NaCl), Cal ($CaSO_4$) y yeso ($CaSO_4$-$2H_2O$) se disuelven fácilmente en agua, especialmente en presencia de CO_2, con lo cual se aceleran los procesos de meteorización.

A medida que el proceso de meteorización continúa, los contenidos de caolinita disminuyen y se alteran los demás compuestos a Fe_2O_3 y Al_2O_3. Existen investigaciones que demuestran la disminución de los contenidos de caolinita, con el aumento del promedio anual de lluvias (Lohnes y Demirel, 1973).

Entre los factores que se deben tener en cuenta para el análisis de los procesos en los taludes, están la profundidad de la meteorización, la intensidad y el tipo de meteorización. Por ejemplo, se debe analizar si la meteorización termina en arcillas, arenas o limos. La meteorización afecta la susceptibilidad a los deslizamientos, al disminuir la resistencia al cortante o al cementar las partículas con óxidos o silicatos (Figura 2.6).

La Pendiente y el Relieve

Al aumentar la pendiente, generalmente se aumentan las fuerzas que tratan de desestabilizar el talud y disminuyen los factores de seguridad al deslizamiento. Los taludes de alta pendiente son muy susceptibles a la ocurrencia de inclinaciones, caídos y flujos de residuos. Además de la pendiente, es muy importante la curvatura de la superficie. (Figura 2.7).

El efecto de la pendiente se puede esquematizar de acuerdo con la figura 2.8. Un bloque de peso W descansa sobre una superficie paralela a la pendiente del terreno y crea un esfuerzo o fuerza que trata de hacer deslizar el bloque (F_d). Al aumentar la pendiente el esfuerzo es mayor. El bloque permanecerá estable hasta que las fuerzas actuantes (F_d) excedan las fuerzas resistentes (F_r).

El Clima y la Hidrología

El clima y en especial la precipitación juegan un papel determinante en la estabilidad de los taludes. La presencia o ausencia de agua y temperatura, definen las condiciones para los procesos de meteorización física y química. De igual manera, las variaciones en el clima afectan los procesos. Los taludes bajo diferentes condiciones climáticas forman perfiles diferentes que se comportan de forma diferente. Las fuerzas que actúan dentro de un talud cambian al modificarse las condiciones ambientales.

Por ejemplo, las anomalías climáticas permiten la ocurrencia de lluvias excepcionales en zonas semiáridas que generan problemas acelerados de deslizamientos y avalanchas.

Precipitaciones convectivas

Las precipitaciones de tipo convectivo son muy fuertes pero de corta duración y afectan principalmente, a los taludes de materiales permeables de alta capacidad de infiltración y de poco espesor de suelo.

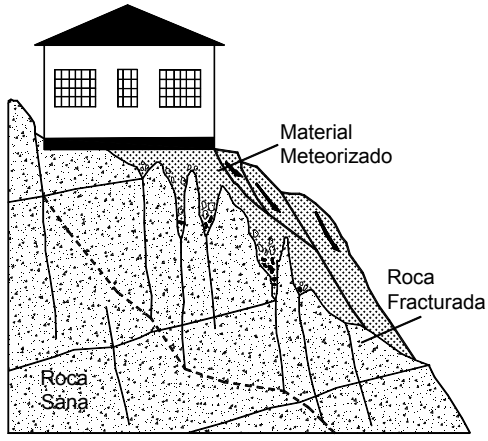


Figura 2.6 Efecto de la meteorización en la ocurrencia de deslizamientos.

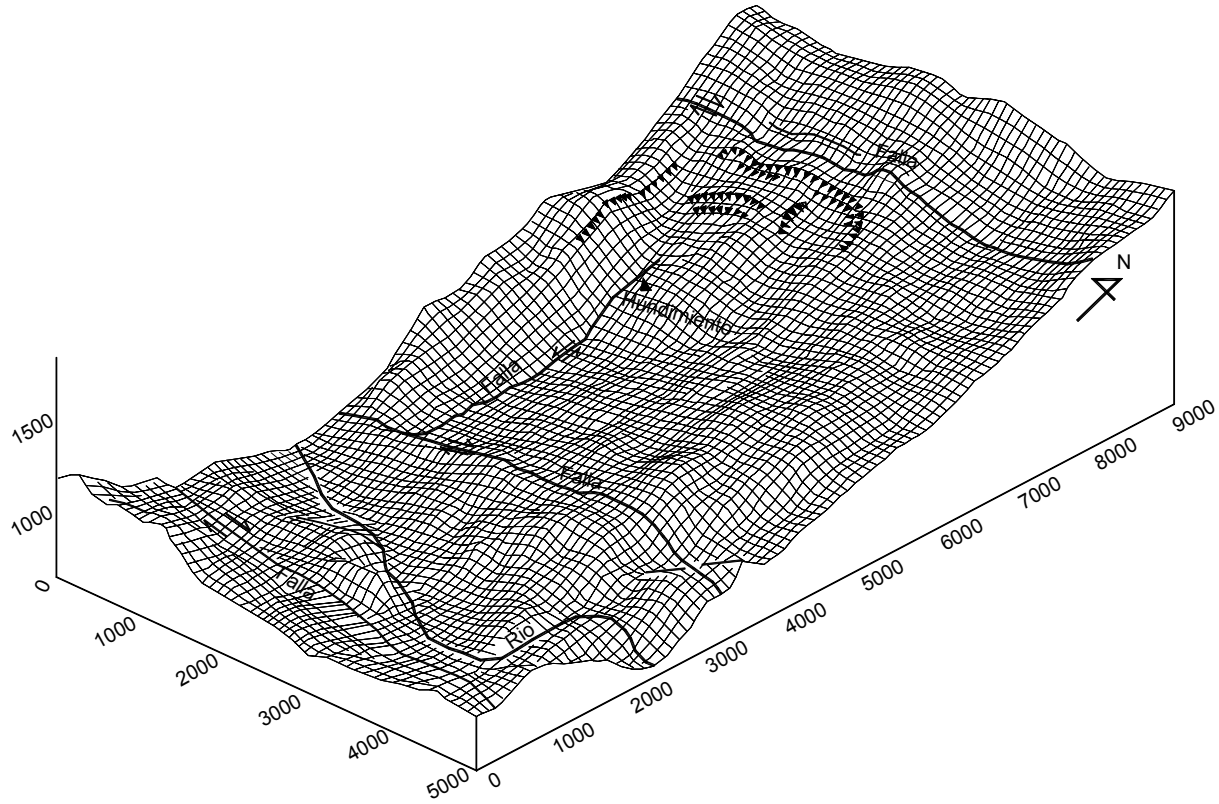


Figura 2.7 El relieve es un factor determinante en la estabilidad de un talud, aunque no necesariamente el talud es más inestable si la pendiente es mayor.

Precipitaciones Estratiformes

La precipitación estratiforme produce lluvias menos intensas pero generalmente, de mayor duración que las convectivas y afectan fácilmente los taludes de materiales arcillosos y los de perfil profundo de meteorización.

La Hidrogeología

La elaboración del modelo hidrogeológico conceptual es muy importante para analizar la estabilidad de un talud. Este modelo debe tener en cuenta las zonas de infiltración en la parte superior de los taludes, incluyendo la infiltración a muchos kilómetros de distancia (siempre y cuando esta agua pueda afectar los niveles freáticos y corrientes de agua). Otros factores para considerar son la conductividad hidráulica (mejor conocida como permeabilidad) y la porosidad de los materiales del talud. La conductividad facilita la llegada de corrientes de agua y la porosidad afecta la capacidad de almacenamiento del agua en el talud. Se deben identificar además, las fuentes, la localización y las características de los niveles freáticos, las corrientes subterráneas y sus fluctuaciones (figura 2.9).

La Sismicidad

La sismicidad de las zonas montañosas comúnmente es alta. La mayoría de las cadenas de montañas son el producto de losprocesos tectónicos o volcánicos. Los movimientos sísmicos a su vez, pueden activar los deslizamientos de tierra.

En el caso de un sismo, existe el triple efecto de, aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y la deformación, asociados con la onda sísmica. En el caso de suelos granulares saturados, se puede llegar a la falla, al cortante y a la licuación.

La Cobertura Vegetal

La vegetación cumple efectos protectores importantes, en la mayoría de los taludes protege contra la erosión y afecta los procesos de evapotranspiración y de infiltración de agua. Las condiciones hidrológicas de un talud son afectadas directamente por la vegetación. La vegetación también cumple un efecto de estabilización por el refuerzo del suelo (la acción de las raíces) y por la producción de materia orgánica, la cual puede

ayudar a cementar las partículas del suelo. En general, todo el proceso ecológico (flora, fauna, microfauna, uso del suelo, etc.) debe considerarse como un modelo conceptual por su influencia sobre el comportamiento del talud.

El Efecto Antrópico

El hombre induce cambios en el medio ambiente de un talud pues las actividades humanas tienen una gran influencia sobre su comportamiento y especialmente, sobre la activación de los deslizamientos (Figura 2.11). Las actividades antrópicas como el uso de la tierra, las prácticas de agricultura, la construcción de carreteras y la irrigación, entre otras, son factores determinantes en la ocurrencia de deslizamientos.

El Factor Tiempo

La mayoría de procesos que afectan la estabilidad de un talud no ocurren en forma instantánea, sino que por el contrario toman generalmente períodos largos de tiempo (Figura 2.12). En un talud que aparentemente es estable pueden estar ocurriendo fenómenos que conduzcan a una falla.

El clima y las condiciones ambientales cambian con el tiempo. Un talud que no presenta evidencias de movimiento en la temporada seca de las zonas tropicales puede moverse en temporada de lluvias. Un fenómeno de reptación puede con el tiempo evolucionar a un deslizamiento de traslación.

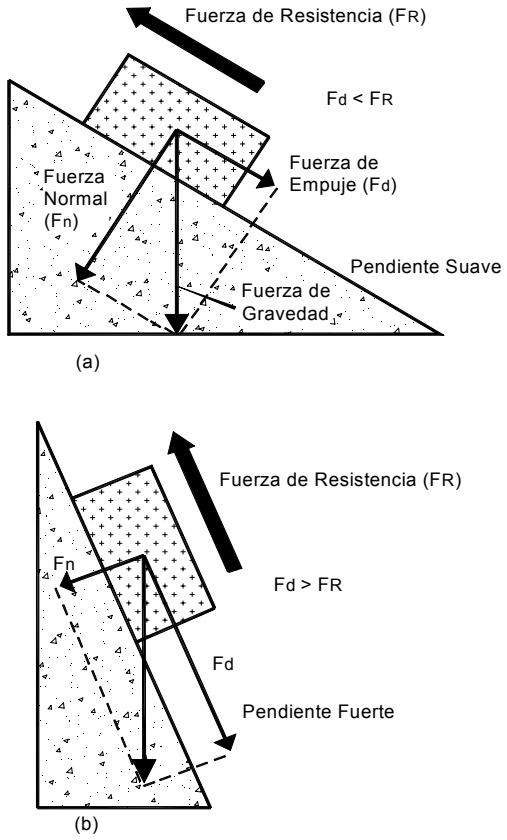


Figura 2.8 Esquema de un bloque sobre una pendiente. Al aumentar la pendiente aumenta F_d (fuerza de empuje).

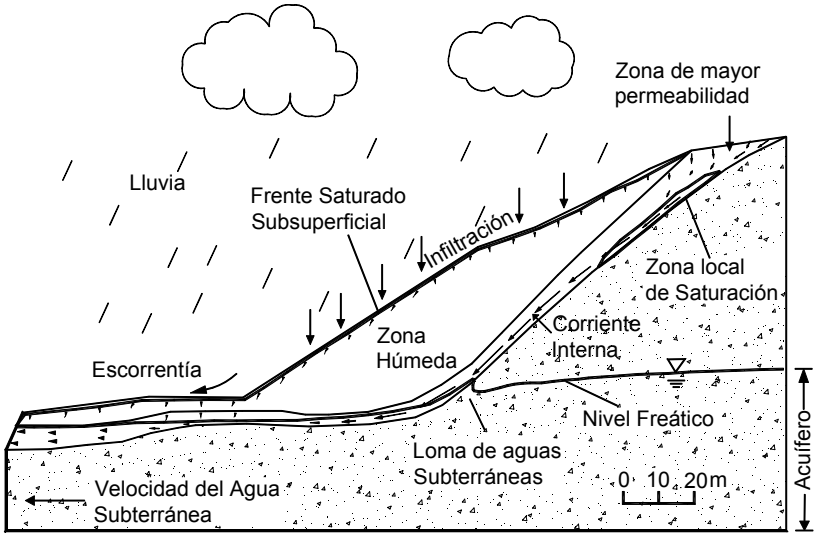


Figura 2.9 Las corrientes de agua subterránea y la infiltración, son parámetros hidrogeológicos muy importantes en el proceso de activación de deslizamientos

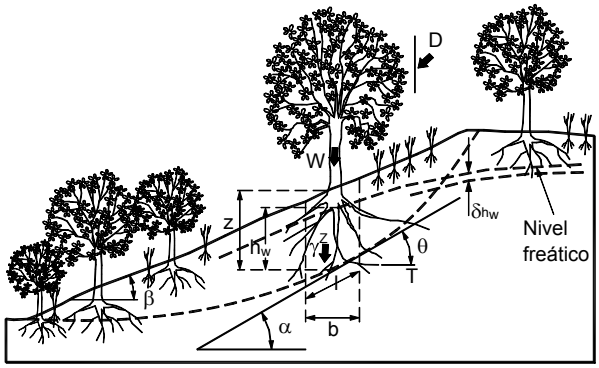


Figura 2.10 Efecto de la vegetación sobre la estabilidad de un talud. Las raíces refuerzan el suelo.

ELABORACIÓN DE MODELOS CONCEPTUALES

Un modelo conceptual es una representación del comportamiento de la ladera o talud. El modelo puede incluir gráficas de planta y perfiles con sus respectivos textos o memorias descriptivas del efecto de todos y cada uno de los elementos fundamentales que afectan la estabilidad del talud específico (Tabla 2.1).

El modelo debe ser lógico y fácilmente entendible y no debe incluir información que no sea relevante y determinante en el proceso de inestabilidad.

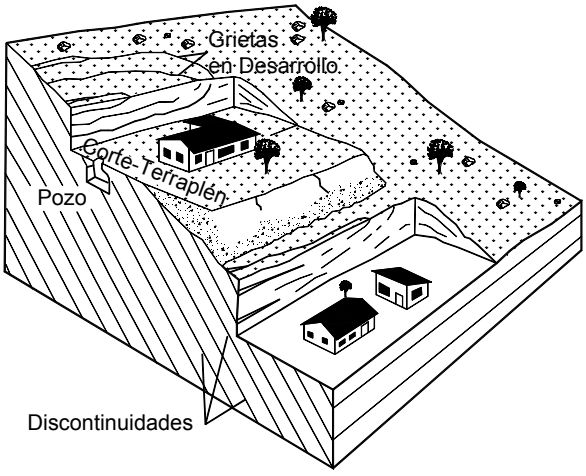


Figura 2.11 Al realizar un corte se puede generar la inestabilización del talud (Diagrama de Schuster).

Después de la elaboración del modelo conceptual se procede a la elaboración del modelo determinístico o matemático para calcular los factores de seguridad o el modelo de elementos finitos esfuerzo-deformación. Los modelos determinísticos deben ser el resultado de los modelos conceptuales.

Procedimiento para la Elaboración de Modelos Conceptuales

Los modelos conceptuales involucran las siguientes actividades principales:

- Caracterización de todos y cada uno de los elementos fundamentales. Se deben caracterizar los factores que afectan tanto la susceptibilidad como la amenaza, incluyendo los factores detonantes.
- Representación gráfica y descripción escrita de las características de cada uno de los elementos.
- Elaboración de un modelo gráfico en planta y en perfil de todos los elementos, incluyendo la interacción entre ellos. El modelo debe indicar el comportamiento futuro del talud y las características de los movimientos esperados.
- Instrumentación del talud para validar en campo los resultados de los modelos.
- Elaboración de los modelos determinísticos para calibrar tanto el modelo conceptual como los parámetros del modelo determinístico.
- Calibración del modelo en campo analizando deslizamientos existentes.

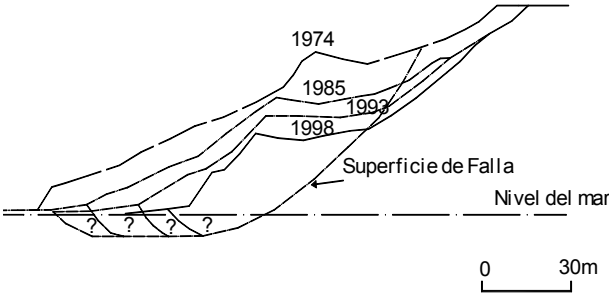


Figura 2.12 Proceso de deslizamiento con el tiempo de un talud en arcilla junto al mar. (Dixon y Bromhead, 2002).

Tabla 2.1 Elementos fundamentales para tener en cuenta en la elaboración de modelos conceptuales de deslizamientos.

Tema	Elementos Fundamentales para Estudiar
Litología y formación geológica	Tipo de formación. Tipo de roca parental. Proceso de formación del suelo. Mineralogía. Propiedades de cada uno de los materiales presentes en el talud.
Estructura geológica	Rumbo, buzamiento, abertura, rugosidad, relleno, separación, continuidad y características de las juntas, planos de estratificación, fallas y demás estructuras.
Geomorfología	Formas del terreno, patrones de drenaje, pendientes.
Estado de meteorización	Profundidad de meteorización. Tipo de meteorización variable con la profundidad. Materiales producto de la meteorización.
Tectónica y Fracturación	Elementos tectónicos presentes. Discontinuidades. Rumbo y buzamiento de cada una de las discontinuidades. Separación y abertura de cada discontinuidad. Aspereza y relleno.
Pendiente y Topografía	Altura, pendientes, curvatura, convexidad, presencia de gradas y cambios topográficos.
Clima e hidrología	Temperaturas. Vientos. Precipitaciones promedio. Lluvias máximas. Tipo de lluvia. Duración de las lluvias. Anomalías climáticas (El Niño y La Niña).
Hidrogeología	Áreas de infiltración. Recarga interna de agua. Conductividad hidráulica. Porosidad. Nivel freático.
Sismicidad	Fuentes sísmicas. Magnitud e intensidad. Aceleraciones y desplazamientos en los sismos esperados.
Vegetación	Tipo y características de la cobertura vegetal. Profundidad y densidad de raíces. Espesor de suelos orgánicos. Microflora y microfauna.
El efecto antrópico	Cambios inducidos por la acción humana. Uso de la tierra. Prácticas de agricultura. Irrigación.
El factor tiempo	Tiempo transcurrido desde la realización del corte, deforestación, sismo, etc. Presencia de fenómenos determinados por el tiempo.
Probabilidad de los factores detonantes	La probabilidad de que ocurran factores detonantes como lluvias extraordinarias o sismos con determinados períodos de retorno
Evolución de los movimientos	Magnitud probable de la amenaza, vulnerabilidad de los elementos en riesgo y magnitud probable del riesgo.
Alternativas de remediación	Posibles alternativas de manejo, control o estabilización, si los movimientos son remediables.

MECANISMO DE FALLA

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo.

Condiciones Originales del Talud (*Susceptibilidad)*

Todo talud tiene unas propiedades o características físicas como son el relieve, geología, propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas *(Factor de seguridad)*

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la figura 2.13 se muestran las masas que tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla.

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud.

El Deterioro (*Modificación de las condiciones originales*)

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva (Figura 2.14).

Cuando se corta un talud, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

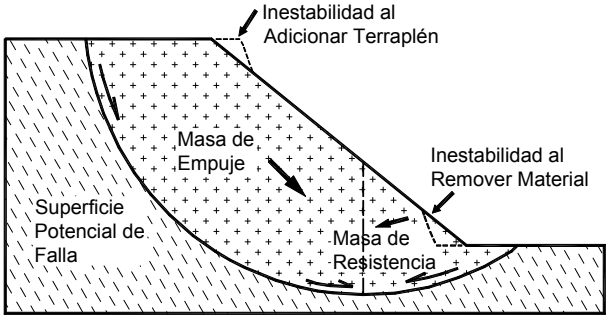


Figura 2.13 Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en un talud.

El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc. Igualmente se puede producir descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, erosión interna o sifonamiento.

Los factores de deterioro producen movimientos o agrietamientos en el talud, los cuales pueden ser detectados por medio de métodos geoacústicos o por inclinómetros (Figura 2.15). El deterioro, con el tiempo, da lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización.

Factores Detonantes (*Activación del movimiento*)

En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente, se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva. El resultado generalmente es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

Los elementos externos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

- Corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas, como la construcción de carreteras.

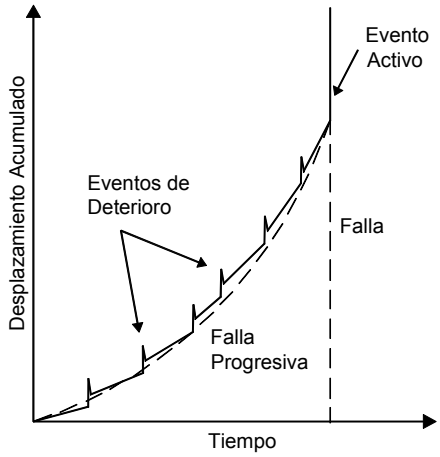


Figura 2.14 El efecto de deterioro.

- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas.
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Combinación de algunos de los elementos anteriores.

Fallamiento

El proceso de fallamiento después de que interviene el factor detonante, por lo general es un fenómeno físico, en el cual las condiciones de esfuerzo y deformación juegan un papel preponderante.

Para el análisis de un deslizamiento o para la determinación de niveles de amenaza y riesgo, es esencial que se tenga claridad sobre los procesos de evolución que generan un deslizamiento (Figura 2.16), la susceptibilidad, los procesos de deterioro y los factores detonantes, así como el proceso de fallamiento propiamente dicho.

La Falla Progresiva

Las fallas en la mayoría de los casos no ocurren en forma repentina sino que se toman un tiempo, el cual puede durar de minutos a años. El proceso se inicia con deformaciones o agrietamientos aislados, relacionados con la concentración de esfuerzos (Figura 2.17). Estas deformaciones que se producen por la actuación de los esfuerzos, generan a su vez disminuciones en la resistencia. Al inicio del movimiento, es muy posible que estas deformaciones progresivas afecten volúmenes aislados del talud, pero a medida que avanza el proceso de fallamiento, las principales deformaciones se concentran en una superficie o banda de falla, a lo largo de la cual se produce la rotura o falla del material (Superficie de falla). Esta superficie de falla con el tiempo va progresando en longitud (Figura 2.18).

Si la resistencia se moviliza totalmente en cualquier punto de la superficie de falla, el suelo falla localmente. Al fallar el esfuerzo en el punto de falla, se reduce y los esfuerzos se transfieren a los puntos adyacentes, los cuales a su vez tratan de fallar (Pathak y otros, 2008; Cramer, 2003).

En la falla progresiva cuando la resistencia pico es superada en el punto A (figura 2.19), la resistencia al corte disponible disminuye de la resistencia pico a la resistencia residual. Los esfuerzos relacionados con la diferencia entre la resistencia pico y la residual del punto A, es transferida a los puntos B. Esto puede ocasionar que los esfuerzos superen la resistencia pico en los puntos B y así sucesivamente, a los puntos C y en la totalidad de la superficie de falla.

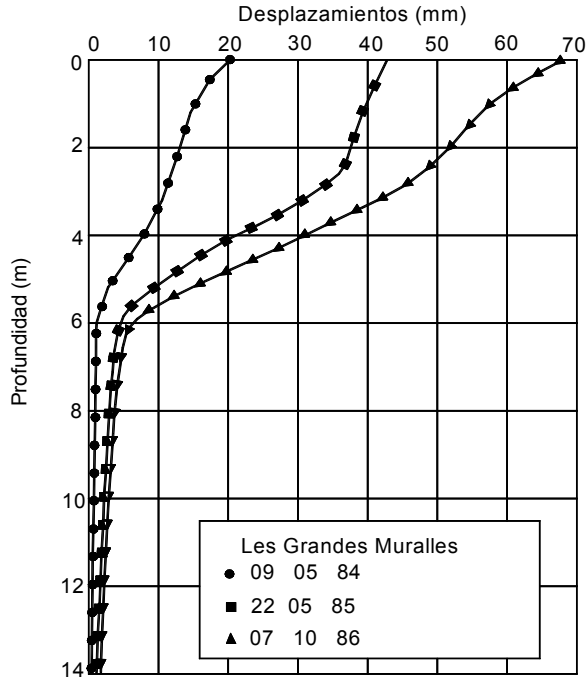


Figura 2.15 Deformaciones de pre-falla en el deslizamiento de "Les grandes murailes" en Francia (Leroueil y otros, 1996).

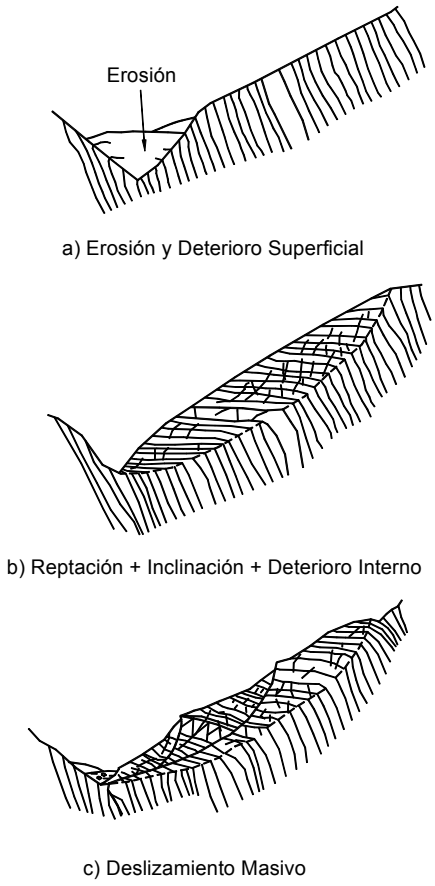


Figura 2.16 Evolución de un deslizamiento en la roca fracturada al profundizarse en un cauce por erosión permanente.

En el proceso de falla progresiva el factor de seguridad va cambiando con el tiempo como se ilustra en los diagramas de la figura 2.20. A medida que las presiones de poros aumentan o disminuyen, hay un factor crítico de seguridad en el cual se inicia una superficie de cortante mediante la formación o crecimiento de microgrietas que pueden estar distribuidas a lo largo de la superficie de falla o en puntos específicos (Diagrama A).

La densidad de las microgrietas alcanza un punto donde se inicia una interacción entre éstas, lo cual conduce a un aumento en el nivel de esfuerzos entre microgrietas, que inducen el desarrollo de una superficie de falla (Diagrama B). Este proceso puede ocurrir en uno o varios sitios a lo largo de la superficie de falla.

El aumento de la superficie de cortante genera una disminución en el factor de seguridad al pasar el material de la resistencia pico a la resistencia residual. Esta fase equivale a una fatiga progresiva caracterizada por movimientos muy pequeños en la masa deslizada.

La falla no se ha desarrollado totalmente en esta etapa. El aumento de la longitud de la superficie fallada continúa a medida que se reduce la longitud no fallada.

Eventualmente, se alcanza un punto en el cual el esfuerzo en la porción no fallada empieza a aumentar hiperbólicamente (Kilburn y Petley, 2003) (Diagrama C).

Al producirse el aumento hiperbólico en los esfuerzos, la rata de movimiento ya no depende del agrietamiento y se inicia un proceso de formación de una superficie de falla lisa o de una sección de falla de espesor significativo (Diagrama D). En este punto el factor de seguridad es igual a 1.0 y ocurre la falla (Petley y otros, 2005).

Formación de la Superficie de Falla

La superficie de falla es una zona de corte de un espesor similar al de un "sándwich". Los movimientos de las partículas dentro de la superficie de falla (durante el proceso de desplazamiento) son similares a las de un fluido, en el cual las partículas se mueven en forma independiente. En este proceso se forman bandas de flujo dentro de la superficie de falla.

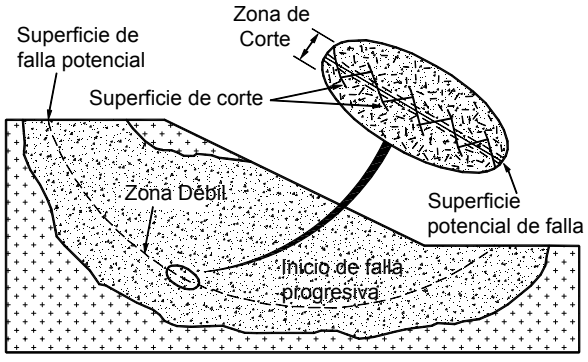


Figura 2.17 Inicio de una falla progresiva.

La superficie de falla tiene generalmente una estructura más suelta, con porosidades relativas más altas y una mayor abundancia de agregados discretos. Las partículas están en arreglos heterogéneos y débiles. La superficie de falla se ha dilatado y la microestructura se ha destruído. Esta deformación por dilatación, se genera por el aumento de esfuerzos en el proceso de falla progresiva. El suelo dilatado facilita las deformaciones de cortante.

Si en la superficie de falla aumenta significativamente la presión de poros y ocurren aumentos súbitos de esfuerzos, se aumenta la velocidad del movimiento (Wen y Aydin, 2005).Se puede presentar un flujo o movimiento relativo entre las partículas o elementos discretos en la zona de falla, inducido por los esfuerzos. Después de iniciado el movimiento, se puede producir licuación local en la superficie de falla, en el caso de los sismos.

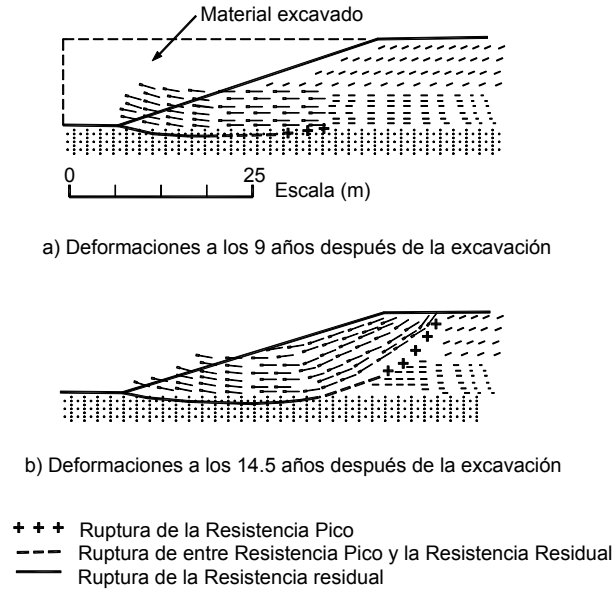


Figura 2.18 Deformaciones con el tiempo, de un talud en arcilla al realizar un corte; analizada por elementos finitos (Leroueil y otros 1996).

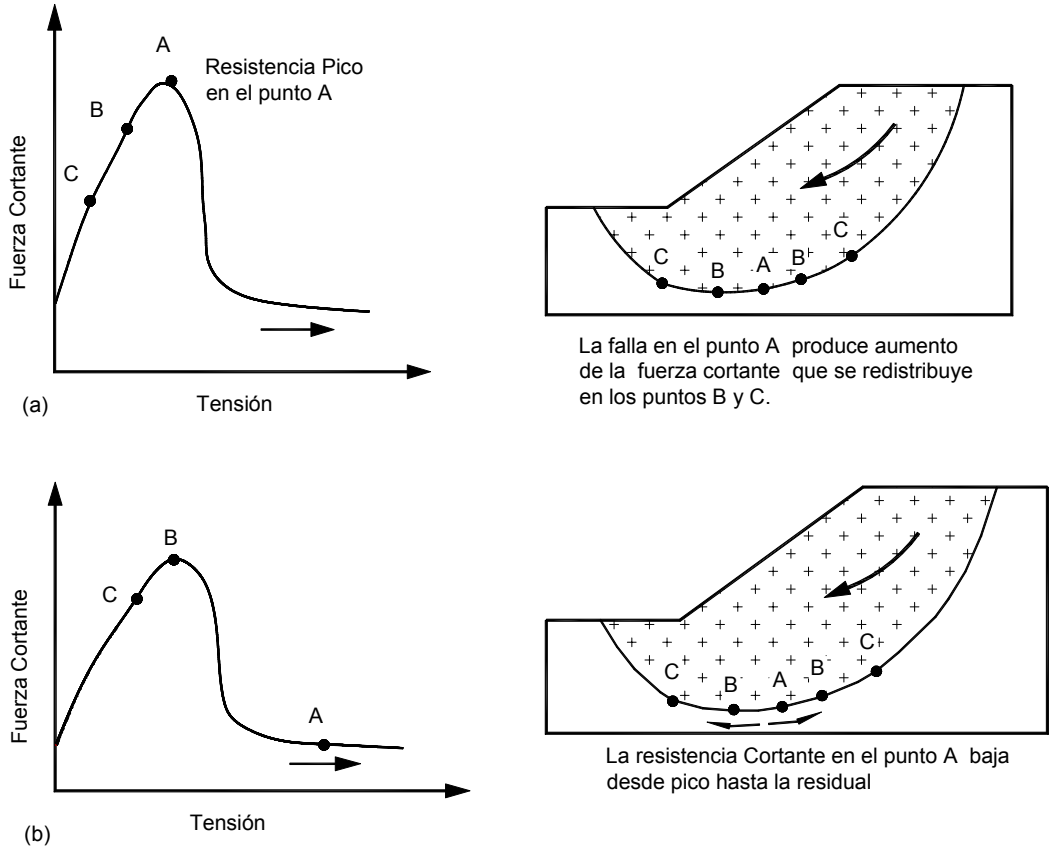


Figura 2.19 Esquema de la generación de una falla progresiva en suelos que pierden resistencia al deformarse (Pathak y otros, 2008).

Cinemática de los Movimientos

Para el análisis de la magnitud de la amenaza y la cuantificación del riesgo, se requiere con frecuencia analizar la cinemática de los movimientos. Algunos tipos de movimiento pueden alcanzar velocidades relativamente grandes, especialmente los caídos, flujos y avalanchas. La velocidad y las características de los movimientos determinan la magnitud de las amenazas y los riesgos (Figura 2.21).

Cinemática de los flujos. El comportamiento cinemático de los flujos es complejo y depende de varios factores (Pellegrino y otros, 2000):

- El volumen o caudal de suelo en movimiento. Este volumen puede ser suministrado por un deslizamiento o por varios deslizamientos.
- Las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos del flujo, especialmente la resistencia y compresibilidad.
- La pendiente del canal sobre el cual fluye el suelo.
- El ancho del canal.
- La rugosidad de la superficie del canal.
- El contenido de agua.

En su recorrido y en el transcurso del tiempo, el flujo puede cambiar la velocidad y las características, con la modificación de alguno o varios de estos factores. Por ejemplo, si la pendiente disminuye y/o la rugosidad o el ancho del canal aumentan; la velocidad del flujo disminuye y se puede formar una zona de depositación. El suministro de agua es el factor que más influye en la movilidad del flujo.

Generalmente, el contenido de agua es mayor en la zona más cercana a la superficie de deslizamiento, debido a la formación de zonas de deformación plástica al cortante, las cuales incluyen dilatancia (Pellegrino y otros, 2000) y al flujo interno de agua. La velocidad de este flujo de agua afecta las presiones de poros en forma significativa.

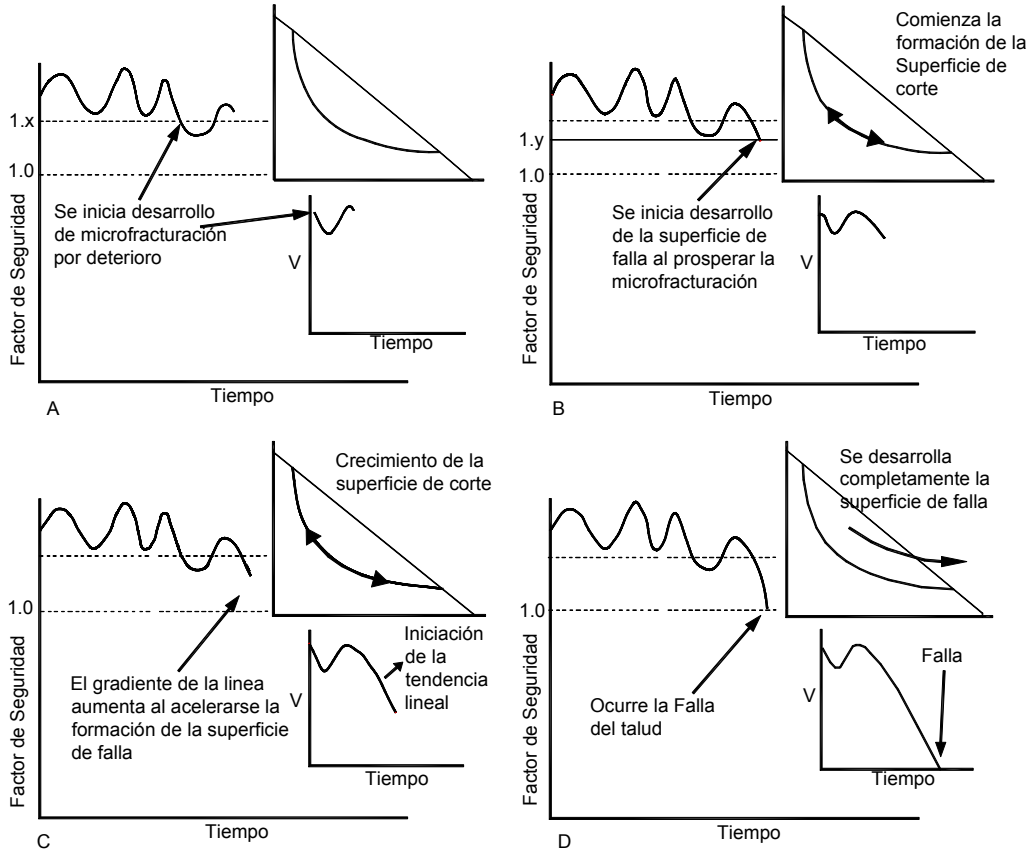


Figura 2.20 Explicación de las diversas etapas en un proceso de falla progresiva en arcillas (Petley y otros, 2005).

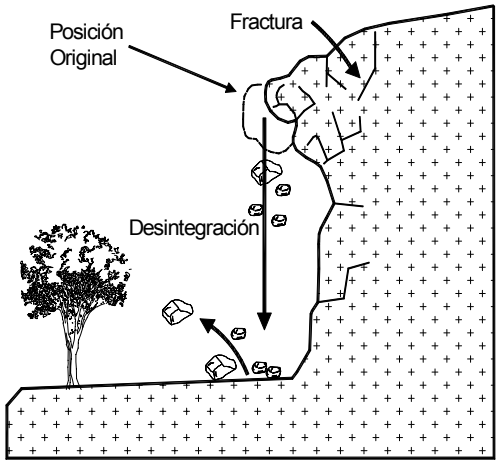


Figura 2.21 Cinemática de un caído.

Las superficies de cortante en la base del flujo son los caminos preferenciales para el agua subterránea. La reactivación de una zona de depositación depende principalmente de las presiones de poros. Se han monitoreado relaciones directas entre la cinemática de un flujo y la variación en las presiones de poros.

La presión de poros aumenta en las temporadas de lluvias intensas y paralelamente, aumenta la movilidad de los flujos. Los perfiles de deformación difieren de acuerdo con la rigidez del material de suelo en movimiento, como se observa en la figura 2.22.

MOVIMIENTOS POSTFALLA

La etapa postfalla incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente. Una vez un deslizamiento se activa, se produce la falla y el material fallado es transportado por varios mecanismos, los cuales incluyen deslizamiento, flujo y caída. Finalmente, se produce una depositación de los materiales.

Después de depositados los materiales, puede ocurrir una posible reactivación en la cual pueden presentarse movimientos que son considerados como una nueva falla que incluye las tres etapas anteriores.

Los movimientos post-falla son movimientos en los cuales la energía inicial es máxima y va disminuyendo progresivamente. La energía del movimiento se disipa con el rompimiento, remoldeo o desaceleración por fricción del movimiento inicial. En el caso de un material perfectamente elastoplástico o dúctil, la energía potencial se disipa por fricción.

La energía del deslizamiento tiene tres componentes principales:

Energía Potencial. Se define a partir de las características geométricas y de localización del talud en el momento de la falla. Es importante determinar el valor de la energía potencial al final de la falla y su evolución posterior, para poder predecir el comportamiento del movimiento. La energía potencial se convierte en energía cinética a medida que se produce la aceleración del movimiento y ésta energía se disipa a otros tipos de energía al disminuirse la velocidad.

Energía Friccionante. Depende del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. En la práctica, la energía de fricción es difícil de evaluar, debido a que se disipa no solamente a lo largo de una superficie de falla definida, sino a lo largo de los esfuerzos de desplazamiento en una gran cantidad de superficies dentro de la masa deslizada.

Energía de Remoldeo o Desmoronamiento. En los suelos residuales no saturados y en las rocas, la energía de remoldeo disipa buena parte de la energía potencial o cinética; sin embargo, en la literatura existe muy poca documentación sobre el tema. Se conoce que los flujos de roca y detritos alcanzan distancias superiores cuando no se desmoronan y se frenan rápidamente, en el caso de desmoronamiento.

En el caso de las arcillas, la energía de remoldeo puede considerarse proporcional a la resistencia al corte no drenado y al índice de plasticidad de la arcilla. Entre menos resistente sea el material, la energía de remoldeo es menor y por lo tanto, la disipación de energía cinética se produce a una rata menor aumentándose la longitud de recorrido del movimiento.

En suelos no cohesivos la energía de remoldeo es muy pequeña pero la energía de fricción posee valores mucho más altos.

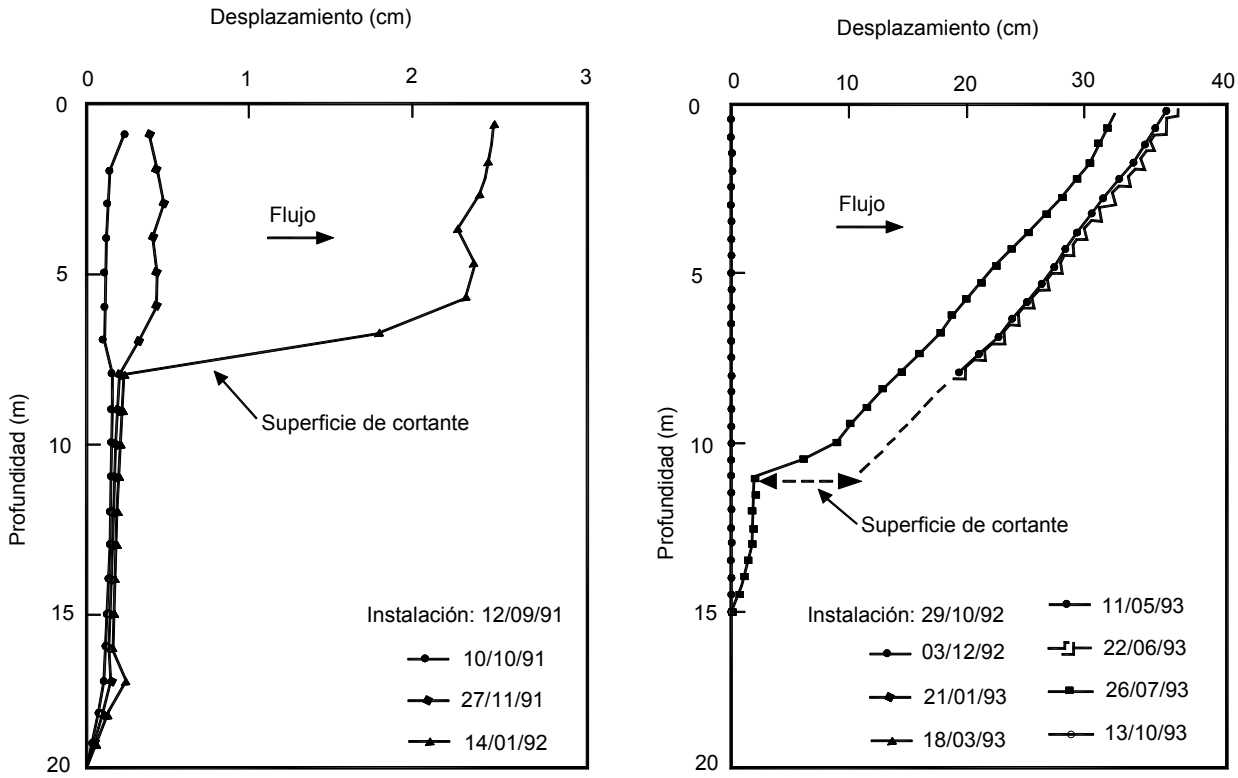


Figura 2.22 Perfiles del inclinómetro que muestran las diferencias de cinemática de los flujos de suelo (Pellegrino y otros, 2000).

Longitud de Recorrido del Movimiento

Cuando la energía potencial de la falla se transforma en energía cinética en un porcentaje importante, la distancia del recorrido puede adquirir una dimensión relativamente grande.

Se han obtenido relaciones entre el volumen de la masa fallada y la longitud de recorrido para avalanchas de roca y flujos de arcilla, con lo cual se pueden realizar las siguientes observaciones:

- La relación entre el volumen de falla y la distancia de recorrido depende del nivel de humedad o saturación de los materiales.
- La distancia de recorrido, generalmente aumenta con el volumen de la masa fallada.
- La energía y la longitud de recorrido aumenta con la altura del deslizamiento.
- La relación log (longitud) - vol (volumen) es esencialmente lineal; y con los datos limitados que existen, se ha propuesto una pendiente de 0.16 entre los dos valores.

Debe tenerse en cuenta que una vez ocurrida la falla, el movimiento posterior es de tal característica que no se aplican los principios de la mecánica de suelos o rocas y el comportamiento se describe mejor en términos de conceptos de mecánicas de fluidos integrados en un modelo viscoplástico (Figura 2.23), como el desarrollado para flujos rápidos y avalanchas por Hungr (1995). El elemento energía también debe tenerse en cuenta.

En el caso de los movimientos activados por sismos la energía producida por un evento sísmico puede generar energías cinéticas superiores a las de un evento estático. La energía del sismo puede transmitirse al movimiento.

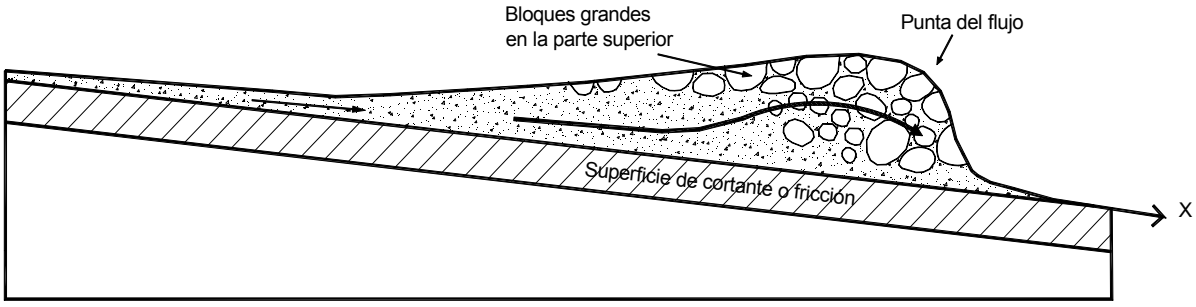


Figura 2.23 Esquema de la dinámica del flujo de materiales.

Reactivación de Movimientos Antiguos

Algunos deslizamientos de gran magnitud corresponden a movimientos antiguos, los cuales se han reactivado o se encuentran todavía en movimiento lento. Generalmente, esos taludes se clasifican geológicamente como coluviones y en ocasiones, como formaciones geológicas independientes. Es común que la parte alta de estos deslizamientos tenga una forma de "graben" o depresión y forma un pantano o lago.

En la parte de la superficie de falla se pueden presentar zonas de corte de espesor importante. Los deslizamientos antiguos pueden ser activados por la acción humana, y producir modificaciones en la hidrología subterránea o en la conformación superficial de los taludes.

INESTABILIZACIÓN

Terzaghi (1950), hizo una diferenciación entre los factores externos e internos que afectan la ocurrencia de los deslizamientos. Tanto las causas internas como las externas, afectan el estado de equilibrio de un talud de dos maneras diferentes o por la combinación de estas dos formas:

- Disminución de la resistencia al cortante.
- Aumento de los esfuerzos de cortante.

Las causas internas. Son mecanismos que producen una reducción en la resistencia al cortante a un punto tal que inducen una falla (Bell 1983) (Ejemplos: Meteorización, presión de poros).

Las causas externas. Son los mecanismos por fuera de la masa afectada, los cuales son responsables de un aumento de los esfuerzos por encima de la resistencia al cortante (sobrecargas, cortes, sismos, vibraciones, etc.).

Para el diagnóstico de las condiciones de estabilidad de un talud o ladera, es imprescindible conocer los agentes que causan la inestabilidad. Es importante poder anticipar los cambios que ocurren en el talud con el tiempo y las varias condiciones de carga, de humedad y drenaje a las cuales el talud va a estar expuesto durante toda su vida.

En el caso de deslizamientos se requiere entender los factores esenciales de las situaciones que produjeron la falla. La experiencia es el mejor profesor y especialmente, la experiencia de las fallas ocurridas.

DEFORMACIÓN Y DESINTEGRACIÓN

Los procesos de deformación y desintegración están relacionados con diversos factores internos y externos:

- La tectónica y neotectónica producen esfuerzos e inducen deformaciones, las cuales son muy difíciles de evaluar o medir.La desintegración por fragilidad.
- La erosión genera cambios topográficos que inducen esfuerzos en el talud.
- La sedimentación.

- La lluvia, produce modificaciones en la humedad y en la presión de poros lo cual afecta la resistencia del suelo. Comúnmente, la intensidad y la persistencia alta de precipitación, es la causa principal de una gran cantidad de deslizamientos (Cornforth, 2005).

- Las inundaciones, al producir saturación repentina, presiones de poros y erosión.

- Los sismos, los cuales pueden producir fracturación, remoldeo, aumento de presión de poros y disminución en la resistencia del suelo, licuación y generación de fuerzas de tipo dinámico sobre las masas de talud.

- Las erupciones volcánicas, las cuales además del efecto vibratorio, generan cambios en la temperatura y la disposición de materiales sobre el talud.

- La expansión de los suelos, etc.

- Los cambios de temperatura.

Las rocas y suelos están sujetos a pérdida de resistencia como resultado de la descomposición con el tiempo o meteorización. Este proceso incluye una serie de cambios físicos, químicos y biológicos. Entre más duro sea el suelo, mayor es la posibilidad de meteorización. En el caso de los suelos débiles, la meteorización puede aumentar la resistencia en vez de disminuirla (Mitchell, 1976).

Cambios Físico químicos en los Suelos Arcillosos

Los cambios físicos y químicos en el suelo generalmente están relacionados con pérdida de resistencia e influyen principalmente en los suelos que contienen minerales de arcilla. El comportamiento mecánico de las arcillas está afectado por la interacción físico – química entre las partículas de arcilla y esta interacción puede variar con el tiempo, debido a diversos procesos ambientales.

Los problemas más delicados corresponden a los suelos con minerales arcillosos activos, éstos se reflejan en un alto índice plástico. Generalmente, los materiales con arcillas plásticas son materiales con problemas de estabilidad, especialmente cuando se trata de arcillas activas como la Esmectita, arcillas colapsibles, como la illita.

Las arcillas se formaron debido a la meteorización química de las rocas. Las arcillas se depositaron en partículas laminares de tamaño muy pequeño y espesor microscópico. Con frecuencia, pierden la resistencia al agregar agua y se expanden por acción de las fuerzas electromagnéticas entre partículas. En el proceso de cambio de humedad se pueden producir cambios físico químicos, expansiones y colapso, lo cual puede originar reducciones en la resistencia al cortante y facilitar el agrietamiento y la formación de superficies de falla (Figura 2.24).

Desintegración de los Rellenos de Roca Arcillosa

Las arcillolitas y lutitas excavadas y reutilizadas para rellenos pueden romperse en pedazos formando un relleno de roca aparentemente compacta y estable. Sin embargo, cuando el relleno se satura por infiltración de agua, los pedazos de roca pueden desmoronarse o desintegrarse. A medida que la arcilla llena los vacíos dentro del relleno puede perder gran parte de su resistencia y el relleno puede volverse inestable (Duncan y Wright, 2005).

Ablandamiento por Deformación (Strain-Softening)

Los suelos físiles o quebradizos están sujetos a ablandamiento por deformación. En estos suelos se puede dar una falla progresiva, en la cual no se moviliza la totalidad de la resistencia pico, en forma simultánea, en toda la superficie de falla.

Deformaciones por Concentración de Esfuerzos

Los materiales, al estar sometidos a esfuerzos de compresión o cortante, sufren deformaciones, que aumentan con el tiempo en una especie de fatiga de los materiales de suelo o roca. Estas deformaciones se pueden evitar disminuyendo los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo.

Fatiga o Deformación a Largo Plazo (creep) con Carga Sostenida

Las arcillas y especialmente aquellas de alta plasticidad, se deforman en forma continua cuando están sujetas a carga sostenida. Estas arcillas pueden fallar eventualmente bajo estas cargas, aún con esfuerzos de cortante que son significativamente inferiores a la resistencia de la arcilla a corto plazo.

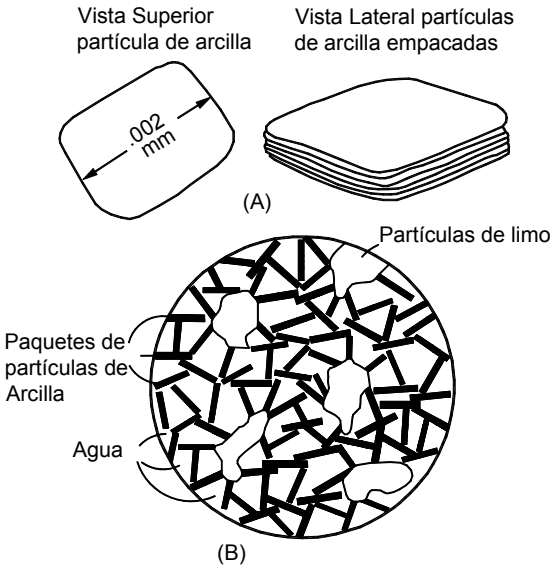


Figura 2.24 Esquema simplificado de la micro-estructura de un suelo arcilloso. (A) Partículas de arcilla, (B) uniones entre las partículas de arcilla.

La fatiga es potenciada por la variación de condiciones de carga en los procesos de humedecimiento y secado. Estos movimientos generalmente ocurren en la dirección descendente del talud y no se recobran cuando las condiciones adversas desaparecen. El resultado es un movimiento en forma de arrugas del talud, que aumenta año tras año y que puede eventualmente, terminar en un gran deslizamiento.

Formación de Estrías o Espejos de Falla

Los espejos de falla se desarrollan en suelos arcillosos, especialmente en arcillas de alta plasticidad, como resultado de los esfuerzos de cortante sobre diferentes planos de deslizamiento. Cuando ocurren desplazamientos de cortante, las partículas de arcilla (que son partículas laminares) se alinean paralelamente a la superficie de movimiento. El resultado es una superficie lisa que exhibe un brillo especial. La arcilla se separa muy fácilmente a través de estas superficies, debido a que las superficies de estrías son más débiles que el resto de la arcilla. El ángulo de fricción en estas superficies corresponde al ángulo de fricción residual. En arcillas plásticas este ángulo de fricción puede ser de solo 5° o 6° comparado con los ángulos de fricción pico de 20° a 30° en la misma arcilla (Duncan y Wright, 2005).

En algunos depósitos de arcilla se forman espejos de falla en forma aleatoria en varias direcciones. Este tipo de espejos de falla tienen menos importancia para la estabilidad de taludes que un espejo de falla sencillo, el cual favorece la ocurrencia de un deslizamiento.

Agrietamiento por Tensión

La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de esfuerzos relativamente pequeños (especialmente arriba de la cabeza de los taludes y laderas), puede producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla. Las fallas de los taludes con mucha frecuencia, están precedidas por la activación de grietas cerca de la cabeza del talud. Estas grietas son posibles solamente en los suelos que tienen alguna resistencia a la tensión. Debe tenerse en cuenta que una vez aparece la grieta, se pierde la totalidad de la resistencia en el plano de ésta.

Formación, Inclinación y Caída de Losas de Roca

Se forman prismas o pequeñas placas, pudiendo existir deslizamiento y rotación o pandeo. Generalmente, las fracturas por tensión (paralelas a la superficie del talud) son prerequisito para su ocurrencia, seguidas por la pérdida de soporte. Pueden caer grandes bloques de material y que significarían una gran amenaza, causando daño a los canales de drenaje, cercas, pavimentos o podría crear taludes negativos. Las inclinaciones se pueden considerar como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud. Como tratamiento, se sugiere la construcción de gradas o escaleras, bermas intermedias, refuerzo con pernos o estructuras de contención.

Caídas de Bloques

Caen por gravedad, en forma ocasional, bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud (Figura 2.26). La caída de muchos bloques de roca "en un solo evento", requiere que haya ocurrido un debilitamiento de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la ausencia de soporte lateral. El volumen de la falla depende de los diversos planos de discontinuidad y puede cubrir en un solo momento, varios planos.

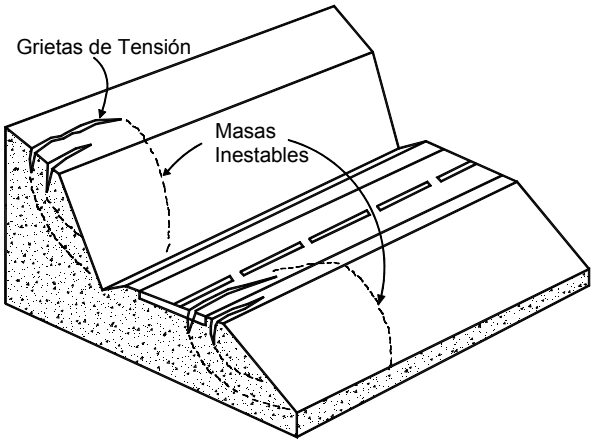


Figura 2.25 Agrietamientos de tensión en taludes de carreteras.

En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden avanzar grandes distancias. Como tratamiento, se sugiere la construcción de gradas, la utilización de mallas de acero, concreto lanzado o mampostería.

Desmoronamiento, Descascaramiento y Caída de Granos

La caída de granos individuales de la masa de roca está relacionada con la desintegración física a granos, como pre-requisito. Depende de la resistencia de las uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos (Figura 2.27). Este tipo de desmoronamiento ocurre especialmente en rocas físiles como las lutitas y los esquistos. El desmoronamiento causa un debilitamiento general del material de roca.

En ocasiones se produce la caída de cáscaras de material de la masa de roca. Las cáscaras tienen forma de láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones.

Puede reflejar la litología, fisilidad, o puede reflejar la penetración de la meteorización. Los fragmentos en forma de láminas no son grandes ni constituyen una amenaza significativa; sin embargo, se produce un depósito de sedimentos en el pie del talud. Como tratamiento, se sugieren las técnicas de bioingeniería como los mantos orgánicos o los procesos de hidrosiembra y concreto lanzado, teniendo en cuenta la construcción de lloraderos para el manejo del agua infiltrada con anclajes y obras de concreto dental.

Desintegración Diferencial

En los cortes hechos por el hombre en rocas sedimentarias, puede ocurrir erosión diferencial en los mantos menos resistentes a la erosión. Al erosionarse, ciertos mantos pueden dejar sin sustento los mantos superiores y generar deslizamientos. Adicionalmente, la presencia de aguas subterráneas puede producir erosión diferencial por afloramiento de agua en los mantos más permeables.

Colapso por Falta de Soporte

Los bloques independientes de gran tamaño colapsan debido a la falta de soporte vertical. Estos representan una gran escala de amenaza, según su tamaño y el potencial de colapso. Las soluciones incluyen concreto dental, estructuras de refuerzo, submuración y otras estructuras de retención.

EFECTO DEL AGUA

La mayoría de las fallas de los taludes están relacionadas de una u otra forma, con el agua. El agua juega un papel muy importante en la mayoría de los procesos que reducen la resistencia del suelo. Igualmente, está relacionada con varios tipos de carga que aumentan los esfuerzos del cortante en los taludes.

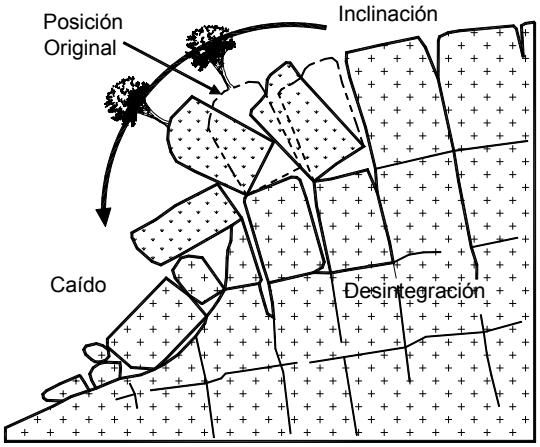


Figura 2.26 Desintegración inclinación y caídos en un macizo rocoso.

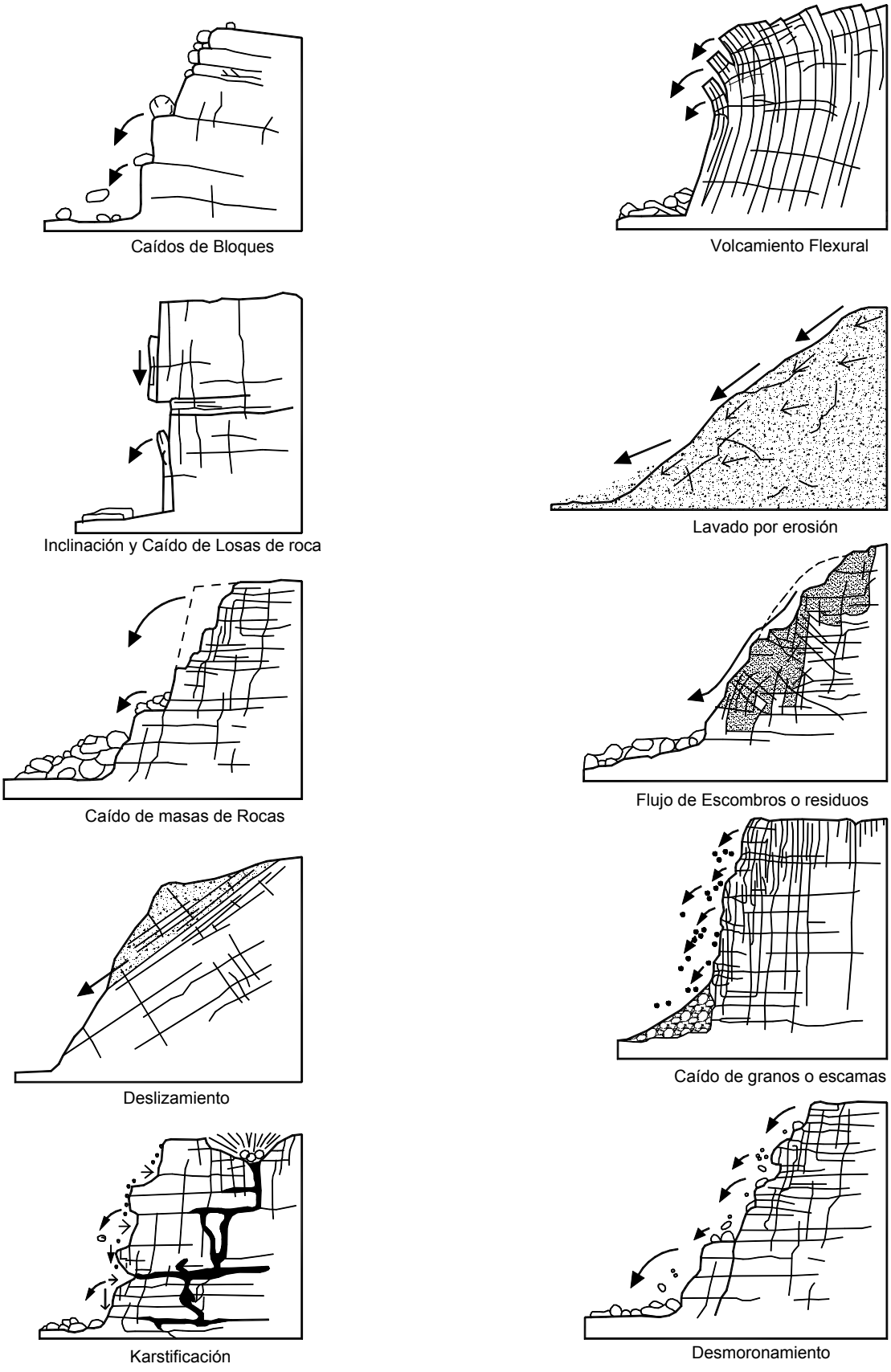


Figura 2.27 Clasificación de los modos de deterioro en los macizos rocosos.

Efectos del Agua

En las fallas de los taludes, el agua puede actuar como un elemento detonante debido a los siguientes efectos:

Aumento de peso del suelo. Los sedimentos tienen porosidades altas y cuando los vacíos se llenan de agua, el peso unitario aumenta considerablemente.

Disminución de la resistencia por el agua absorbida. Debido a las fuerzas electro químicas, el agua es absorbida fácilmente y se adhiere a los bordes y caras de las partículas de arcilla causando la disminución de la resistencia.

Disolución. El agua al fluir a través de los poros, puede disolver los minerales que unen las partículas, disminuyendo la resistencia y haciendo más fácil el colapso.

Erosión interna. El agua al fluir puede generar pequeñas cavernas, las cuales pueden inducir la falla.

Presión de poros. La presión se aumenta en el agua de los poros, disminuyendo la resistencia a la fricción, según se explica en la figura 2.28 (Criterio de Coulomb).

Aumento de Peso por Aumento de Humedad

La infiltración y el movimiento del agua dentro del suelo del talud aumentan el contenido de la humedad, lo cual produce un aumento en el peso unitario del suelo. Este incremento en pes, es apreciable especialmente en combinación con otros efectos que acompañan el aumento en el contenido de agua (Duncan y Wright, 2005).

Infiltración Relacionada con las Lluvias

La relación entre las lluvias fuertes y los deslizamientos, es una realidad muy conocida y estudiada. Sin embargo, el análisis es complejo en lo relacionado con los volúmenes e intensidades de lluvias que se requieren para generar un deslizamiento de gran magnitud o una gran cantidad de deslizamientos.

El caso más estudiado es el de Hong Kong donde se tiene información de volúmenes en intensidades de lluvias y ocurrencias de deslizamientos en un largo período de tiempo. En la figura 2.29 se muestran dos fechas de lluvias intensas. La del 12 de junio de 1966 y el 17 de octubre de 1978. Las lluvias acumuladas en 24 horas, fueron muy similares para las dos fechas; sin embargo, en 1966 se presentaron gran cantidad de deslizamientos, muertos y pérdidas materiales mientras que en 1978, solo se presentó un deslizamiento.

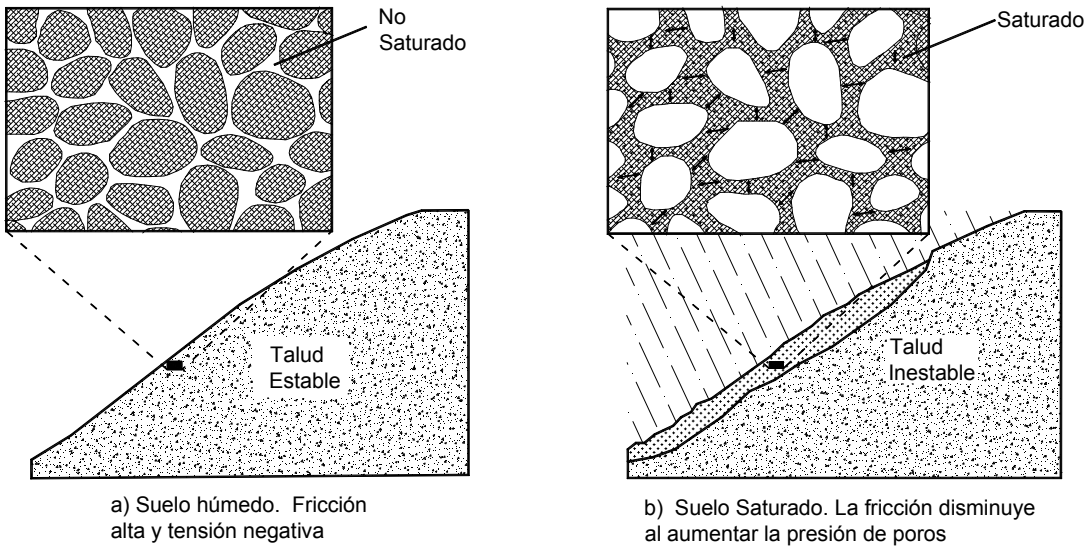


Figura 2.28 La saturación del perfil del suelo puede activar un deslizamiento.

Los análisis en Hong Kong muestran que las lluvias de gran intensidad, son las que producen los deslizamientos y no la lluvia acumulada. Debe tenerse en cuenta que en Hong Kong, la mayoría de los suelos son residuales provenientes de la meteorización de granitos.

La permeabilidad de estos suelos es relativamente alta y se requieren grandes intensidades para generar presiones de poros de gran magnitud. Las lluvias de gran intensidad pueden saturar, en poco tiempo, alturas importantes de talud y generar presiones de poros momentáneas de gran magnitud.

Al bajar la intensidad de las lluvias, el suelo drena y las presiones de poro disminuyen. Este caso de Hong Kong será explicado con mayor detalle, en otros capítulos del presente libro. En el caso de coluviones en suelos arcillosos en Colombia, se ha detectado que la lluvia acumulada de menor intensidad activa grandes deslizamientos, mientras que las lluvias de mayor intensidad pero de menor tiempo, no son suficientes para activar los deslizamientos de coluviones de gran magnitud. En este caso, los suelos son más arcillosos y menos permeables que en el caso de Hong Kong.

Infiltración en Canales, Cuerpos de Agua e Irrigación

Es común que ocurra infiltración de agua hacia el suelo en los canales y cuerpos de agua (Figura 2.30). Con frecuencia, los canales van en baja pendiente a lo largo de una ladera y no tienen un revestimiento adecuado lo que permite la infiltración de una gran cantidad de agua. Una vez se infiltra el agua, ésta fluye por gravedad hasta que alcanza un manto impermeable y se genera un nivel freático. Igualmente, si se encuentran diaclasas o fracturas, el agua puede rellenarlas y generar presiones de poros de gran magnitud como ocurrió en Villatina, Medellín, Colombia, en 1985.

Infiltraciones Concentradas

Uno de los casos más comunes de deslizamientos en zonas urbanas, es el relacionado con las infiltraciones de agua concentradas. Estas infiltraciones pueden provenir de la rotura o escape de un ducto de acueducto o alcantarillado, de la concentración de agua superficial por falta de drenaje de aguas de escorrentía, del taponamiento de un alcantarillado, del bloqueo o represamiento de quebradas o de la descarga de aguas de alcantarillado.

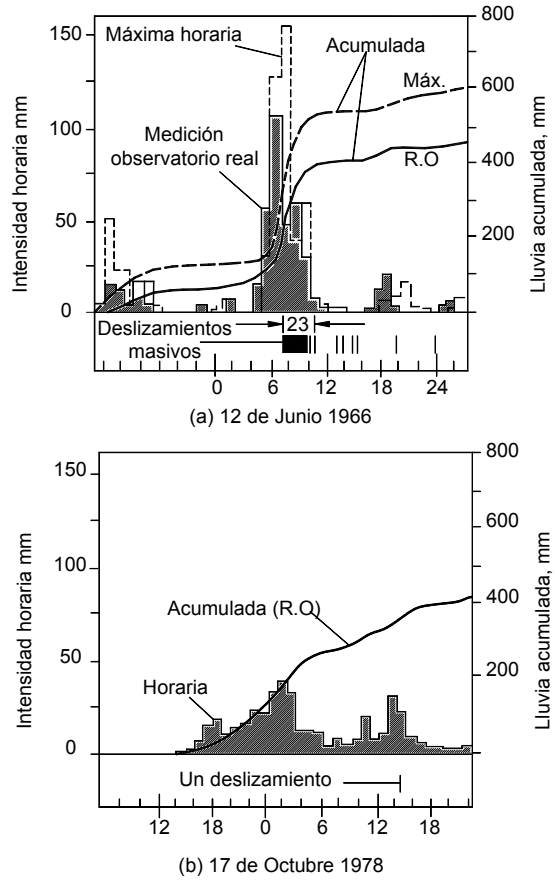


Figura 2.29 Efecto de las lluvias de gran intensidad sobre los deslizamientos en Hong Kong. Las lluvias de mayor intensidad, generan una mayor cantidad de deslizamiento.

Con frecuencia, es difícil detectar el sitio de origen de las infiltraciones, debido a que en una zona urbana, hay muchas posibilidades de origen de agua y la presencia de estructuras dificulta la investigación.

Los Niveles Freáticos

El nivel freático corresponde al nivel en el cual la presión en el agua de poros es igual a la presión atmosférica. Los niveles freáticos pueden tener gran espesor o estar colgados dentro de un manto permeable sobre un impermeable (Figura 2.31).

Al ocurrir lluvias acumuladas importantes, los niveles freáticos ascienden generándose una presión de poros relativamente permanente. Al ascender el nivel freático, se puede presentar afloramiento de agua y erosión en los taludes.

Aumento de la Presión de Poros

El aumento en las presiones del agua, presente en los poros del suelo, reduce los esfuerzos efectivos entre las partículas y esto a su vez, disminuye la resistencia a la fricción en el suelo. Generalmente, el aumento de las presiones de poros está relacionado con la ocurrencia de lluvias pero en muchos casos, ésta se produce debido a la infiltración generada por los procesos antrópicos. La presión de poros puede aumentar por la infiltración de agua y/o el ascenso del nivel de agua freática.

Todos los suelos son afectados al aumentar la presión de poros. El tiempo requerido para que se produzcan cambios en la presión de poros depende de la permeabilidad del suelo. En los suelos con permeabilidad alta, los cambios pueden ocurrir rápidamente y en pocos minutos, las presiones de poros pueden ascender en forma sustancial, durante una lluvia de gran intensidad.

En los suelos con permeabilidad baja, los cambios son más lentos, aunque en ocasiones, las masas arcillosas pueden tener permeabilidad secundaria sorpresivamente alta, debido a la presencia de grietas, fisuras y lentes de materiales más permeables.

Presión de Agua en Grietas

Cuando las grietas en la parte superior de un talud se llenan total o parcialmente de agua, la presión de agua hidrostática en la grieta se aumenta en forma relativamente importante, se incrementan los esfuerzos de cortante y se desestabiliza el talud. Si las grietas permanecen llenas de agua un tiempo suficiente para que se produzcan corrientes internas hacia la cara del talud, las presiones de poros en la masa del suelo, aumentan y se produce una situación aún más grave.

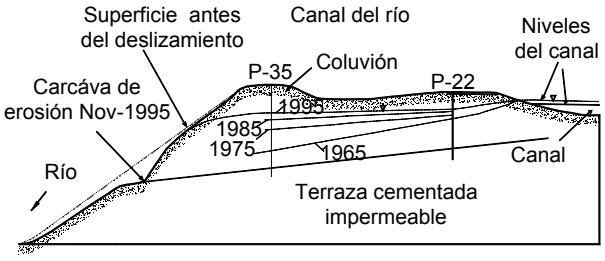


Figura 2.30 Aumento cronológico de los niveles de agua subterránea relacionados con las infiltraciones de un canal (Cornforth, 2005).

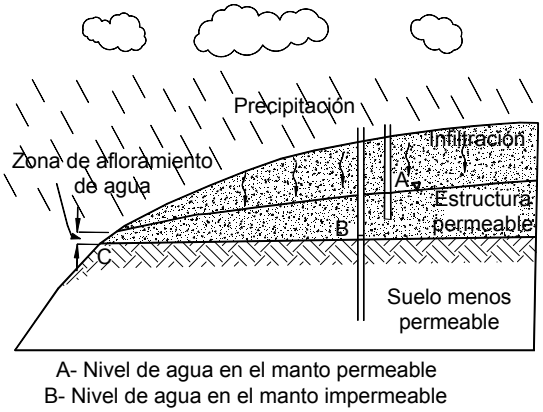


Figura 2.31 Formación de niveles freáticos colgados relacionados con la infiltración de las lluvias (Cornforth, 2005).

Presión de Agua Artesiana

La presión artesiana ocurre cuando la cabeza de agua en el suelo o roca, es mayor que la cabeza de agua en el suelo por encima de ese nivel.

Las condiciones de agua artesiana se desarrollan cuando el agua subterránea proveniente de una fuente arriba del talud, queda atrapada dentro del suelo con un estrato menos permeable sobre el depósito de agua. En la figura 2.32 se muestra un ejemplo donde hay un manto permeable debajo de uno impermeable.

El talud puede ser estable en condiciones naturales pero puede desestabilizarse cuando se hace un corte que remueve parte del suelo impermeable (Figura 2.33). La excavación, en este caso, puede levantarse o erupcionar como un afloramiento de agua.

Disminución Rápida del Nivel de Agua

En un embalse o presa, las presiones externas de agua debidas a la presencia del embalse, generan un efecto de contención lateral. Si el nivel del agua disminuye en forma rápida, desaparece el efecto de contención y al mismo tiempo se aumentan los esfuerzos sobre el suelo.

Cuando esto ocurre rápidamente y las presiones de poros dentro del talud no disminuyen con la misma rapidez que el nivel de agua exterior, el talud puede desestabilizarse.

Esta condición de estabilidad (para descenso rápido) debe tenerse en cuenta en el diseño de presas de tierra o para el análisis de taludes que se encuentren momentáneamente sumergidos.

Este efecto puede ocurrir en las orillas de las corrientes bajo las represas, por acción de los cambios repentinos del nivel de agua.

Expansión y Contracción por Cambio de Humedad

En los suelos arcillosos se producen cambios de volumen por cambios de humedad asociados con el potencial de succión del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo, generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante.

La expansión es mayor cuando las presiones de confinamiento son bajas, por ejemplo, en el pie de los taludes de baja pendiente. Igualmente, los problemas de expansión pueden producirse después de muchos años.

Existen casos estudiados de fallas de taludes relacionados con la expansión, que ocurrieron 10 o 20 años después de la construcción del talud.

Se puede disminuir este efecto evitando los cambios de humedad, disminuyendo el potencial de expansión o utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal.

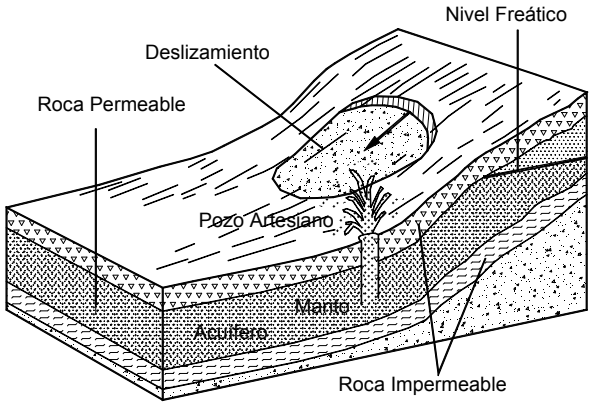


Figura 2.32 Diagrama de la acción del agua artesiana.

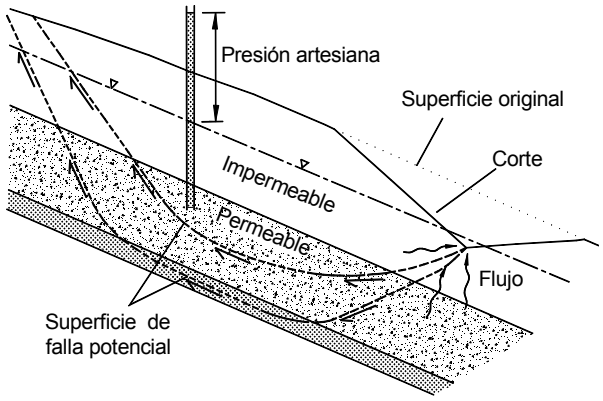


Figura 2.33 Ejemplo de una falla ocasionada por un corte cerca de un depósito de agua artesiana (Cornforth, 2005).

Fenómenos de reptación asociados a la expansión

Los procesos de expansión y contracción pueden generan fenómenos de reptación. Al aumentar la humedad el suelo se expande en forma normal del punto 1 al punto 2 (Figura 2.34).

Al secarse se contrae al punto 3, y así sucesivamente, se expande y contrae nuevamente. Como resultado, se produce un movimiento de la superficie del terreno en dirección paralela a la pendiente.

Dispersión del Suelo

Los suelos dispersivos son suelos arcillosos con presencia de iones de Na. Estos suelos al saturarse, se dispersan y pierden prácticamente la totalidad de su resistencia a la cohesión. El resultado puede ser el colapso total de la estructura del suelo (Figura 2.35).

Disolución

La disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas.

La disolución produce cavidades internas que podrían colapsar o formar cárcavas kársticas. Este proceso es muy común en las rocas carbonatadas como las calizas y en las rocas depositadas en ambients marinos. Como tratamiento, se sugiere la inyección o relleno de las cavidades o la construcción de estructuras de puente.

a) Origen y formación de los flujos

b) Depositación

Fotografia 2.1 Deslizamientos y flujos por efecto de la dispersión del suelo en un evento lluvioso extraordinario en Girón, Colombia. Febrero de 2005.

Desintegración de las Arcillas Sensitivas

La sensitividad fue definida por Terzaghi (1943) como la relación entre la compresión inconfinada del suelo natural y del suelo remoldeado, al mismo contenido de agua. La clasificación de las arcillas con respecto a la sensitividad, se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Clasificación de los suelos arcillosos con relación a su sensitividad.

Clasificación	Sensitividad
Sensitividad baja	Menor de 8
Sensitividad media	8 a 30
Sensitividad alta (arcillas rápidas)	Más de 30

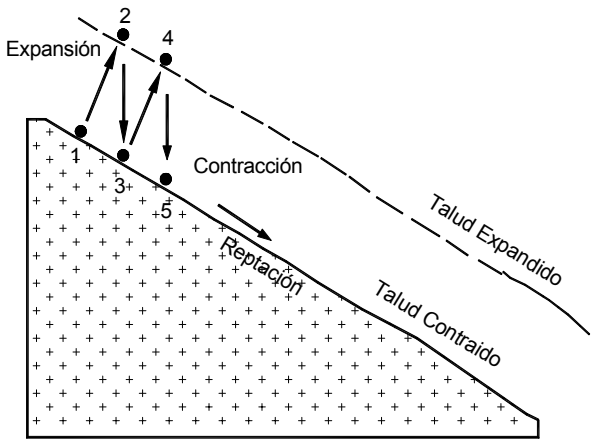


Figura 2.34 Reptación producida por los fenómenos de expansión y contracción.

Entre los casos más estudiados de arcillas sensitivas se encuentran las arcillas marinas depositadas en ambientes salinos, las cuales tienen una estructura floculada y al lavarse la sal, se convierten en arcillas sensitivas o rápidas. El comportamiento de las arcillas marinas sensitivas está relacionado con su estructura floculada, la cual se pierde muy fácilmente cuando es remoldeada. Igualmente, el remoldeo ocurre fácilmente, si los contenidos de sal en el agua de poros son bajos y se produce el lavado de la sal al infiltrarse agua dulce.

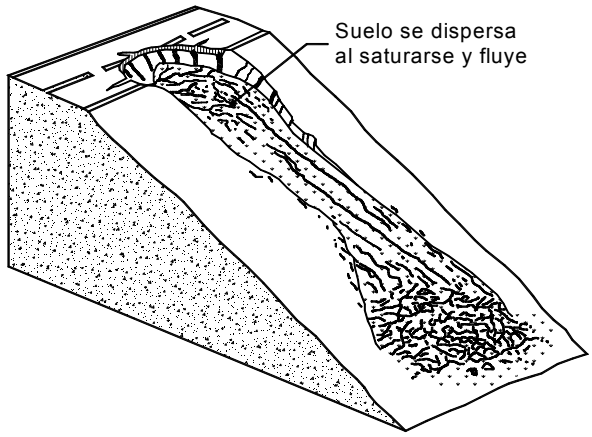


Figura 2.35 Flujo relacionado con la saturación del terraplén de una vía construída con suelos dispersivos.

La sensitividad no es alta en los materiales sedimentarios al momento de su depositación, la sensitividad se produce por cambios post-deposicionales como es el lavado de las sales presentes en la depositación.

Las características de las arcillas sensitivas varían de país en país y de sitio en sitio. Por ejemplo, las arcillas sensitivas de Noruega presentan características relativamente diferentes a las arcillas sensitivas de Suecia (SGI, 2004). Las sensitividades altas se han observado en los depósitos marinos postglaciales en Canadá, Escandinavia, Alaska, Japón y Nueva Zelanda (Torrance, 1999).

Igualmente, las arcillas marinas sensitivas se pueden encontrar en ambientes tropicales. Un caso importante se presenta en la Ciudad de Barranquilla, Colombia. También se han reportado arcillas sensitivas en la isla de Java, Indonesia (Wesley, 1973).

Recientemente se reportaron arcillas sensitivas o rápidas en las fundaciones de los diques de Nueva Orleans. Estas arcillas sensitivas o rápidas, ocasionaron fallas catastróficas de los diques en el paso del huracán Katrina (Seed y otros, 2006).

Una forma de identificar la presencia de arcillas marinas sensitivas, es mediante la realización de ensayos de colapso por saturación en un consolidómetro (Figura 2.36).

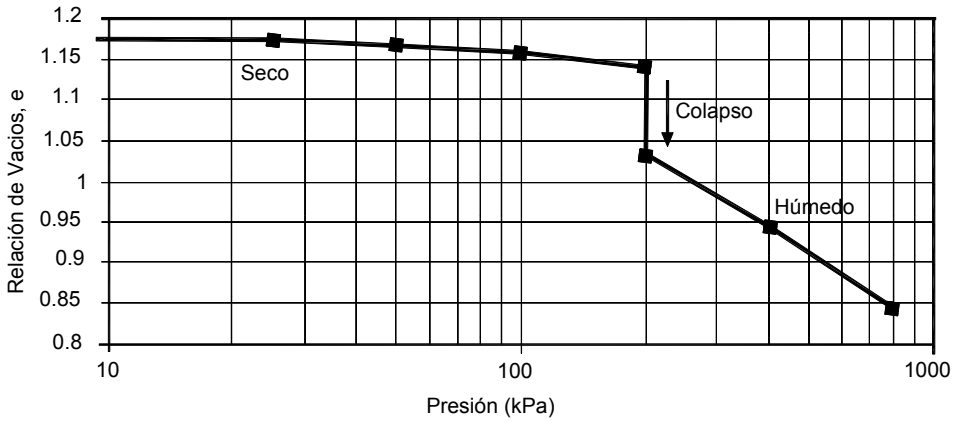


Figura 2.36 Colapso por saturación de un suelo sensitivo, analizado en un ensayo de consolidación.

Las Arenas Movedizas

Cuando un manto de arena se encuentra sometido a una presión alta de poros, su comportamiento es similar al de un líquido. Si la arena es limpia y no posee cohesión, la resistencia es cero y se comporta como una arena movediza, la cual se desplaza fácilmente al colocarle una carga relativamente pequeña (Figura 2.37).

Flujo Del Suelo

El flujo consiste en el desprendimiento y transporte de partículas gruesas y finas en una matriz de agua y granos en forma de flujo seco o saturado. Los flujos son difíciles de predecir, mueven en ocasiones grandes volúmenes de material y pueden crear amenazas importantes.

Se requiere un análisis especial de cada caso para su tratamiento. Generalmente no se les considera como procesos de deterioro sino como deslizamientos. Los flujos pueden generar grandes deslizamientos al producir cambios topográficos importantes. Igualmente, al unirse varios flujos, pueden generar movimientos de gran magnitud.

Lavado Interno (Leaching)

El lavado incluye cambios en la composición química del agua de poros, al moverse ésta a través de los vacíos del suelo. El lavado de la sal en el agua de poros de arcillas marinas, contribuye contribuye al desarrollo de arcillas rápidas, las cuales virtualmente pierden toda su resistencia al alterarse. También ocurre lavado en los suelos dispersivos de ambientes secos o desérticos, cuando el agua transporta y deposita el calcio.

De ésta forma, se aumentan las concentraciones de sodio en el agua de los poros y se aumenta el potencial de dispersión de los suelos. Este caso se presenta en los depósitos del abanico de Bucaramanga en Colombia (Suárez, 2005).

Erosión Superficial

La erosión es el desprendimiento, transporte y depósito de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por la acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas. Las gotas de lluvia contribuyen al desprendimiento de las partículas o granos, lo cual produce sedimentación de materiales en el pie del talud.

Los procesos de erosión son muy comunes en los suelos residuales poco cementados o en suelos aluviales, especialmente, en aquellos compuestos por limos y arenas finas donde la cobertura vegetal ha sido removida

Erosión Laminar

El proceso de erosión laminar se inicia por el impacto de las gotas de agua lluvia contra la superficie del suelo, complementada por la fuerza

de la escorrentía que produce el lavado de la superficie del terreno como un todo, sin formar canales definidos. Al caer las gotas de lluvia, se levantan las partículas del suelo y se reparten sobre la superficie del terreno. La velocidad de las gotas de lluvia puede alcanzar valores hasta de 10 metros por segundo y su efecto es muy grande sobre las superficies expuestas y sin cobertura vegetal del talud. El proceso particularmente es grave cuando la pendiente del talud es grande, como es el caso de los taludes de cortes en obras viales. La erosión laminar en los taludes de alta pendiente puede generar procesos diferenciales de erosión, los cuales a su vez pueden activar caídos (Figura 2.38).

Erosión en surcos

Los surcos de erosión se forman por la concentración del flujo del agua en caminos preferenciales, éstos arrastran las partículas y dejan canales de poca profundidad, generalmente, paralelos. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie de un talud y a su paso va levantando y arrastrando partículas de suelo, formando surcos (rills).

Los surcos forman una compleja microrred de drenaje donde un surco al profundizarse va capturando a los vecinos, formando surcos de mayor tamaño, los cuales a su vez, se profundizan o amplían formando cárcavas en forma de V que pueden transformarse en forma de U. Inicialmente, la cárcava se profundiza hasta alcanzar una superficie de equilibrio, la cual depende de las características geológicas e hidráulicas, para luego iniciar un proceso de avance lateral mediante los deslizamientos de los taludes semiverticales, producto de la erosión.

La localización de los surcos, su profundidad y la velocidad del avance del proceso, es controlada por los fenómenos de tipo hidráulico y por la resistencia del material a la erosión. Los surcos de erosión pueden estabilizarse generalmente, con prácticas de agricultura.

Erosión en Cárcavas

Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de la erosión y se caracterizan por su profundidad, lo cual facilita el avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masas de material, en los taludes de pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.

Las cárcavas inicialmente tienen una sección en V pero al encontrar un material más resistente o interceptar el nivel freático, se extienden lateralmente tomando la forma de una U (Figura 2.39). Otro caso de cárcavas que puede generar deslizamientos, se presenta en las entregas de alcantarillas (Figura 2.40).

Erosión por ríos y corrientes de agua

Los ríos tienen una tendencia a profundizarse y ampliarse, especialmente en el momento de las grandes inundaciones o avenidas. Los ríos erosionan las riberas, cortan el pie de los taludes y pueden activar deslizamientos. Este problema puede ser grave en las zonas urbanas donde la acción antrópica maneja el río, disminuye su sección, aumenta su velocidad y direcciona la corriente. La erosión es particularmente fuerte en las curvas de la corriente como se puede observar en la figura 2.41. Los deslizamientos son muy frecuentes en el extradós de las curvas de ríos y corrientes.

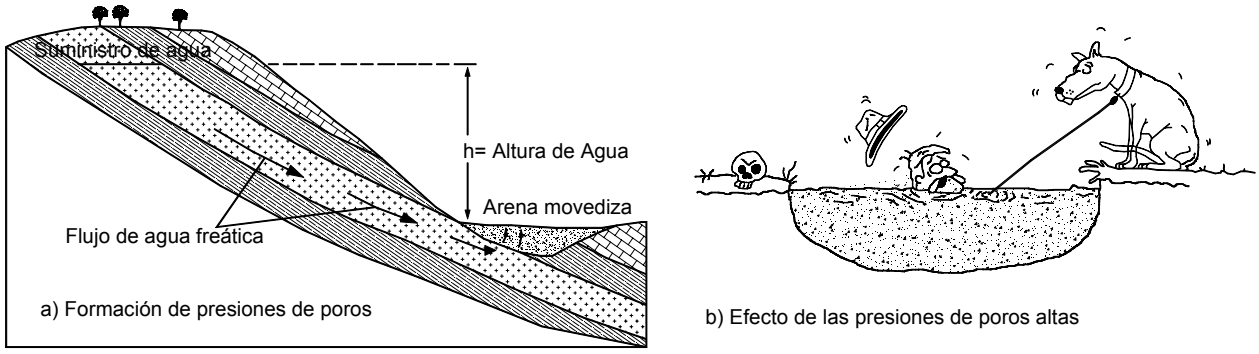


Figura 2.37 Esquema de un caso de arenas movedizas.

Fotografia 2.2 Ejemplos de falla de los taludes por erosión y por colapso.

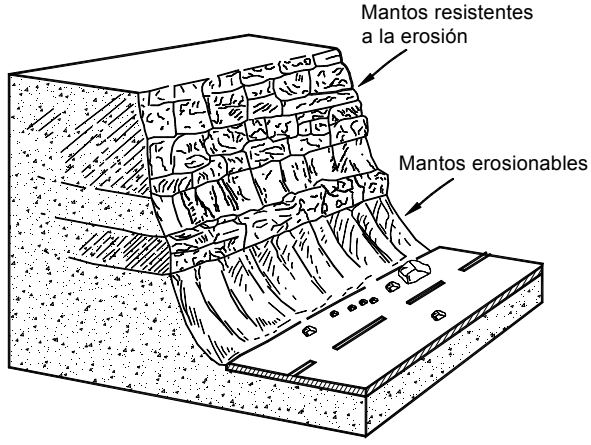


Figura 2.38 Caídos de roca relacionados con la erosión diferencial en el talud en corte de una vía.

Erosión en las costas

El oleaje produce permanentemente erosión en los taludes costeros y la línea de la costa está permanentemente en proceso de movimiento (Figura 2.42). Las rocas más susceptibles al daño por el oleaje, son los esquistos, las lutitas, las areniscas, las limolitas y las pizarras (Cornforth, 2005). La erosión puede ser acelerada en el momento de las grandes tormentas o huracanes.

La erosión también ocurre por debajo del agua debido a las corrientes subacuáticas y en las playas, por las corrientes laterales. En ocasiones, se presentan grandes deslizamientos submarinos relacionados especialmente por la acción del hombre sobre el mar, en puertos, dragados, entregas de agua, etc.

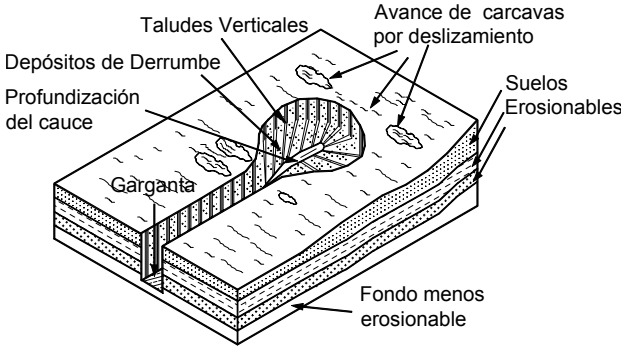


Figura 2.39 Esquema general de una cárcava de erosión.

Erosión interna (Piping)

El agua al fluir por ductos concentrados dentro del suelo, produce erosión interna, la cual da origen a los derrumbamientos o colapsos que pueden generar el hundimiento del terreno o la formación de una cárcava (Figura 2.43).

Erosión por afloramiento de agua

Se puede presentar erosión en los sitios de afloramiento de agua y formar pequeñas cavernas y/o taludes negativos, los cuales a su vez, pueden producir desprendimientos de masas de suelo. Los afloramientos pueden estar relacionados con las infiltraciones cercanas (Figura 2.44) o por presencia de los niveles freáticos (Figura 2.45).

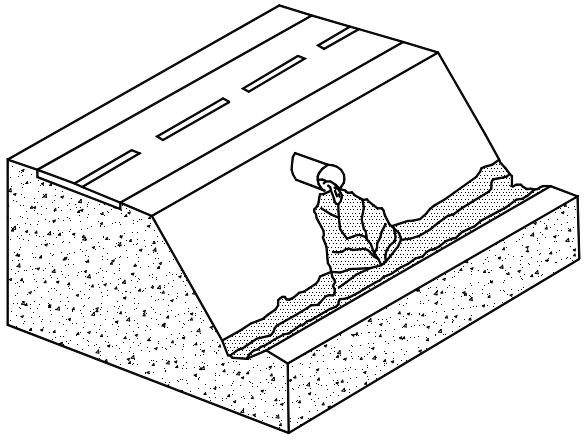


Figura 2.40 Formación de una cárcava de erosión en la entrega de una alcantarilla en una carretera.

VIBRACIONES Y SISMOS

Los sismos pueden generar deslizamientos especialmente en los taludes con estabilidad marginal; deslizamientos por licuación y deslizamientos de traslación en los suelos arcillosos de gran espesor. Igualmente, se puede producir agrietamiento y desintegración en los taludes de roca.

Cargas Sísmicas

Los sismos producen aceleraciones horizontales y verticales sobre los taludes, los cuales resultan en variaciones de esfuerzos colocados en forma rápida. Las fuerzas dinámicas que actúan sobre el talud pueden causar inestabilidad momentánea.

Agrietamiento Co-sísmico

Los eventos sísmicos pueden producir agrietamientos, especialmente, en los materiales rígidos y frágiles. Los agrietamientos cosísmicos debilitan la masa del talud y generan superficies preferenciales de falla.

El agrietamiento cosísmico es menor cuando existe un buen refuerzo subsuperficial con raíces de cobertura vegetal.

Pérdida de Resistencia por Cargas Cíclicas

Las uniones entre partículas de suelo pueden romperse y/o las presiones de poros pueden aumentar bajo la influencia de cargas cíclicas. Los suelos frágiles se desintegran por la acción de la onda sísmica y puede perderse la cohesión del material.

Los suelos más susceptibles a la pérdida de resistencia (debido a cargas cíclicas) son los suelos sueltos y los suelos con partículas muy poco cementadas. Las arenas sueltas o los limos pueden licuarse bajo la acción de ciertas cargas cíclicas y pierden virtualmente, toda su resistencia.

Licuación

En los suelos saturados, el sismo genera presiones de poros instantáneas, las cuales a su vez, producen pérdida de resistencia en el suelo. La pérdida de resistencia puede ser tal, que se pierda virtualmente la totalidad de la resistencia y el suelo se comporte como un líquido. Este fenómeno conocido como "licuación" es muy común en los taludes en zonas sísmicas.

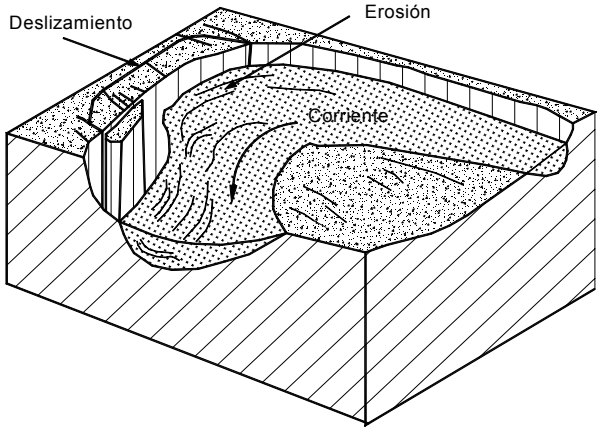


Figura 2.41 Activación de un deslizamiento por acción de la erosión en la curva de un río (Watkins y Hughes).

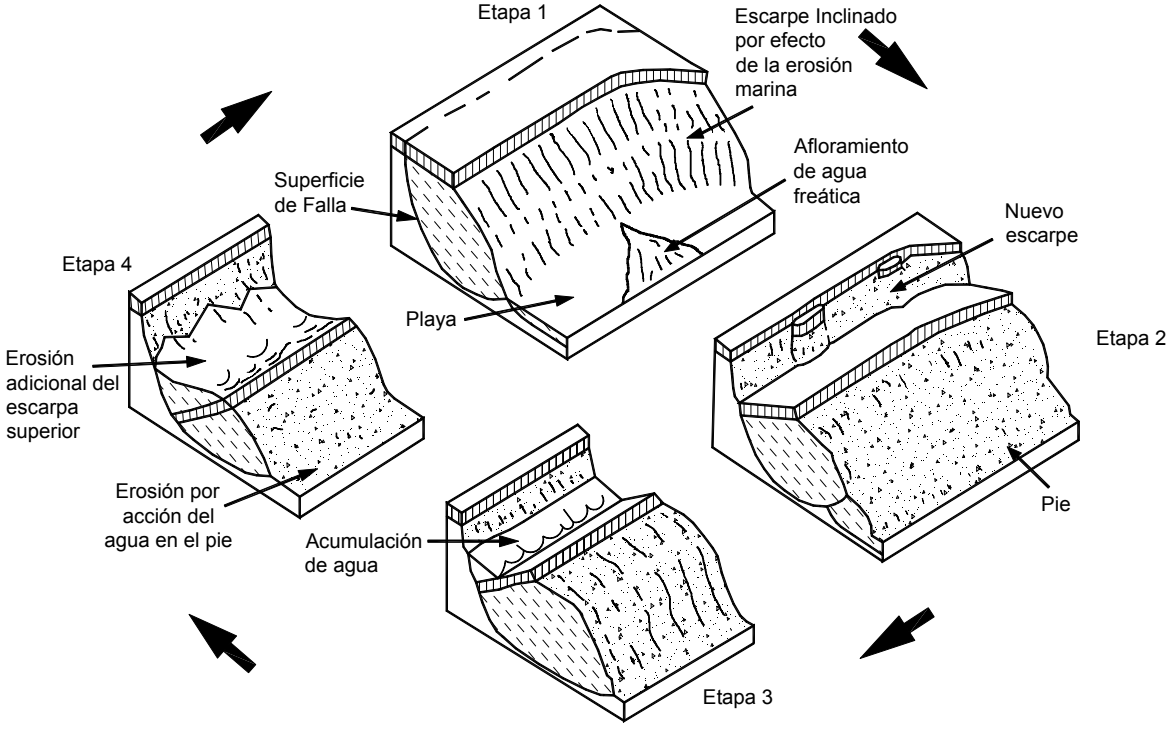


Figura 2.42 Proceso de falla de un talud afectado por erosión marina.

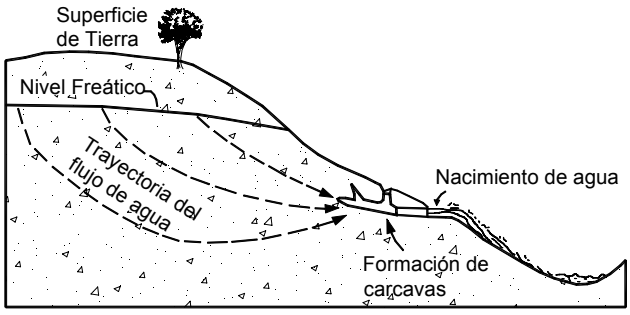


Figura 2.43 Deslizamientos relacionados con el flujo interno del agua y la erosión interna.

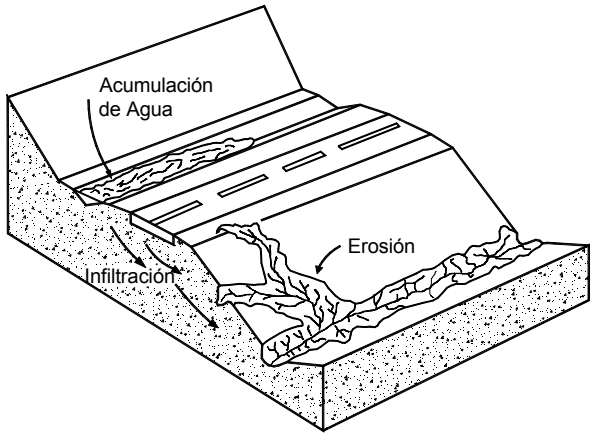


Figura 2.44 Formación de cárcava de erosión por drenaje deficiente en una vía. El agua que se infiltra sobre la vía, genera erosión al aflorar sobre el talud abajo de la vía.

Esta licuación se produce especialmente en los suelos arenosos y limosos, incluyendo las gravas. Generalmente, en la mayoría de los grandes sismos se presentan problemas de deslizamientos por licuación, especialmente en los depósitos aluviales y en los rellenos (Figuras 2.46 y 2.47).

PROCESOS ANTRÓPICOS

Algunos de los procesos antrópicos que afectan la estabilidad de los taludes son los siguientes:

- Las excavaciones o cortes que modifican la topografía original del terreno, especialmente, los cortes en el pie de los taludes.
- Las excavaciones subterráneas (túneles), las cuales afectan la estructura y las condiciones de los esfuerzos del suelo que está encima.
- Los rellenos o depósitos de materiales sobre el talud, disposición de residuos, etc.
- La irrigación que facilita la infiltración y los cambios de humedad y la presión de poros.
- La infiltración en los canales o cuerpos de agua.
- Las fugas de agua de las redes de servicios.
- El mantenimiento inadecuado de los sistemas de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación que produce cambios hidrológicos y afecta la resistencia del suelo, al eliminar el refuerzo de las raíces.
- Las vibraciones artificiales, tránsito de vehículos, vibraciones de maquinaria, detonaciones de explosivos, etc., las cuales generan fuerzas dinámicas y el deterioro de la estructura de los materiales.
- La disminución repentina del nivel de agua como en el caso del desembalse de una presa.

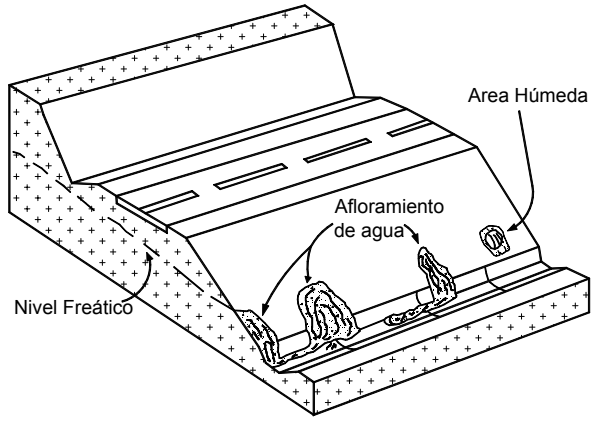


Figura 2.45 Erosión por afloramiento de agua subterránea.

Las Excavaciones para Carreteras y Obras de Infraestructura

La mayoría de las laderas naturales se encuentran en estado de equilibrio. La masa de la parte inferior de la ladera evita la posibilidad de movimientos. Al construir una vía, se rompe ese balance y se generan esfuerzos los cuales pueden producir una falla de deslizamiento o un deterioro de las condiciones de estabilidad, lo cual facilita la falla al infiltrarse el agua de las lluvias o al presentarse un sismo en el talud.

La excavación en el pie del talud hace que el talud en general, tenga una mayor pendiente o altura, se aumenten los esfuerzos de cortante y se disminuya la estabilidad (Figura 2.48). Algunas formaciones geológicas son muy susceptibles al deslizamiento por acción de los cortes.

Entre los casos más comunes de deslizamientos, se encuentran los cortes en coluviones o talus, en esquistos y en lutitas. Los problemas pueden ser más complejos si existen condiciones de corrientes de agua o aguas artesianas. La erosión en el pie del talud puede producir un efecto similar.

Exposición o desconfinamiento de los niveles de agua por los cortes

Ocurre con mucha frecuencia que al excavar un corte, se profundice por debajo del nivel de agua subterránea permanente u ocasional. Al cortar se desconfina el suelo en la zona saturada y el suelo no confinado, puede tener la tendencia a fluir y se pueden generar derrumbes o flujos en la mitad o cabeza del talud.

Aplicación de Cargas Externas

En ocasiones, se aplican cargas externas tales como: muertos de anclaje, cimentaciones de estructuras y otras cargas, que por su naturaleza, pueden producir esfuerzos de cortante sobre el talud y afectar su estabilidad.

Cargue de la parte superior del talud

Si el terreno en la parte alta del talud es cargado, el esfuerzo de cortante aumenta; al respecto, se conoce de un gran número de fallas en taludes, cuando se han colocado cargas sobre la cabeza o parte alta del talud. Para evitar incrementos significativos en los esfuerzos de cortante sobre el talud, se debne separar las cargas la mayor distancia posible de la cabeza del talud.

Los rellenos a media ladera o sobre la parte superior de un talud o ladera, son una causa común de deslizamientos (Figura 2.49). El caso de deslizamiento más común es el de terraplenes sobre suelos blandos.

Taponamiento de los afloramientos de agua con rellenos

Es una práctica común, especialmente en carreteras, la colocación de terraplenes a media ladera que taponan los afloramientos permanentes o estacionales de agua subterránea. En las temporadas de lluvias, los niveles de agua ascienden y el relleno potencia los aumentos de presión de poros, lo cual produce la falla.

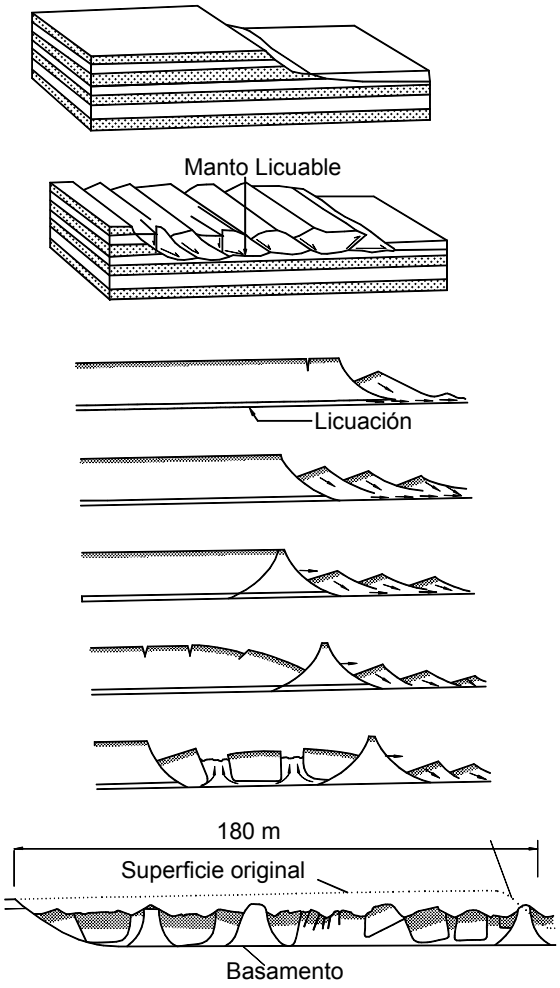


Figura 2.46 Deslizamiento progresivo en el sismo de Alaska de 1967. (Seed y Wilson, 1967).

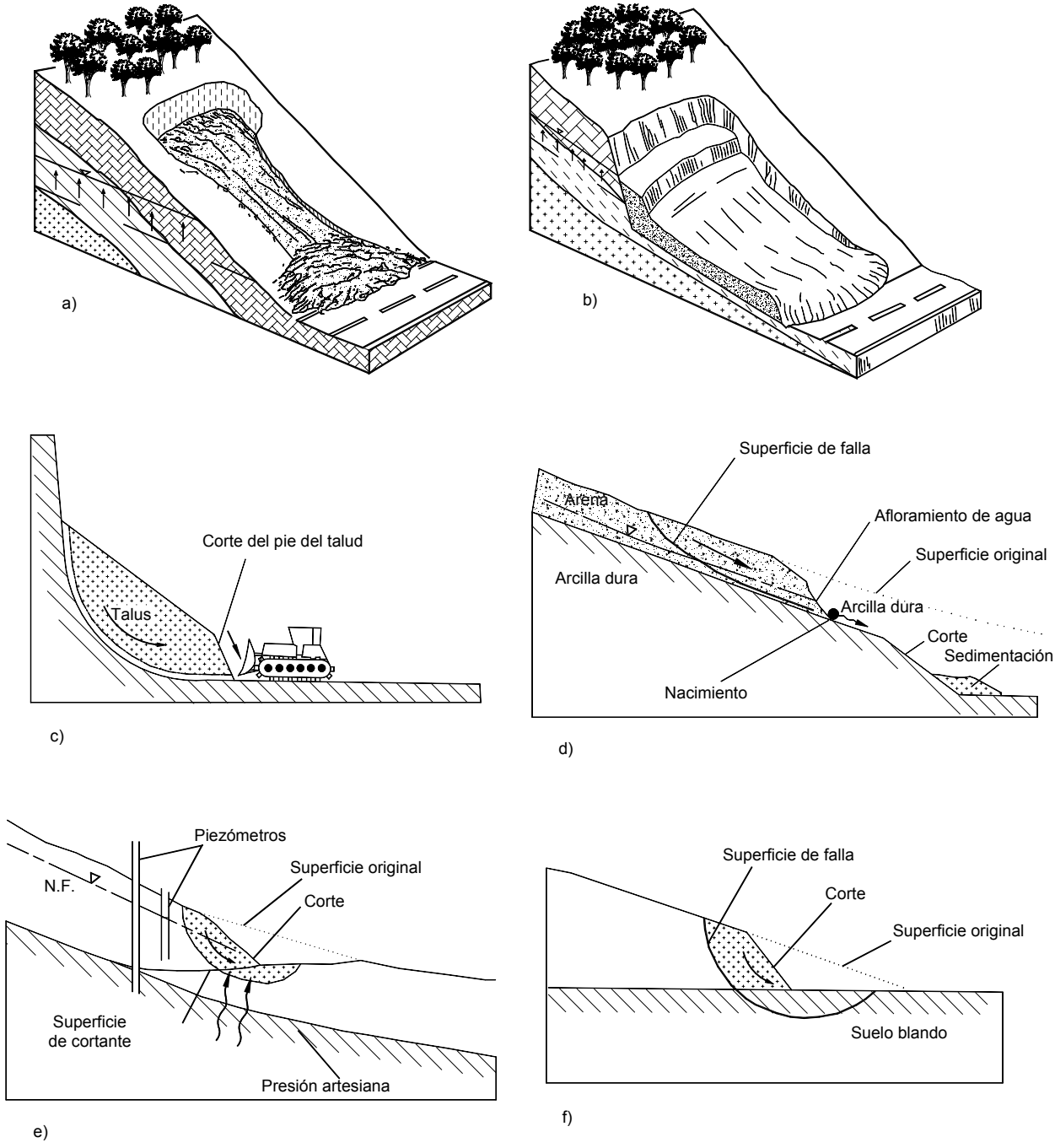


Figura 2.47 Fallas en los cortes de vías u obras lineales. (a) y (b) Al excavar para el corte, se produce el desconfinamiento del nivel de agua freática con lo cual se disminuye el factor de seguridad del talud. (c) Al excavar, se aumentan los esfuerzos de cortante y se puede producir un deslizamiento. (d) Si se excava en materiales estratificados, se pueden activar los movimientos sobre los planos de estratificación al desconfinarse los mantos superiores. (e) Si se realiza un corte donde existan mantos confinados de acuífero se pueden desconfinar las presiones artesianas y se activan los deslizamientos. (f) Si en el pie del talud hay un manto blando, se aumenta la pendiente y se concentran los esfuerzos sobre éste manto logrando generar una falla profunda.

Fotografia 2.3 Deslizamiento por colocación de un terraplén. El terraplén se desplazó activando un coluvión sobre el cual se cimentó. Se observan las estrías del deslizamiento.

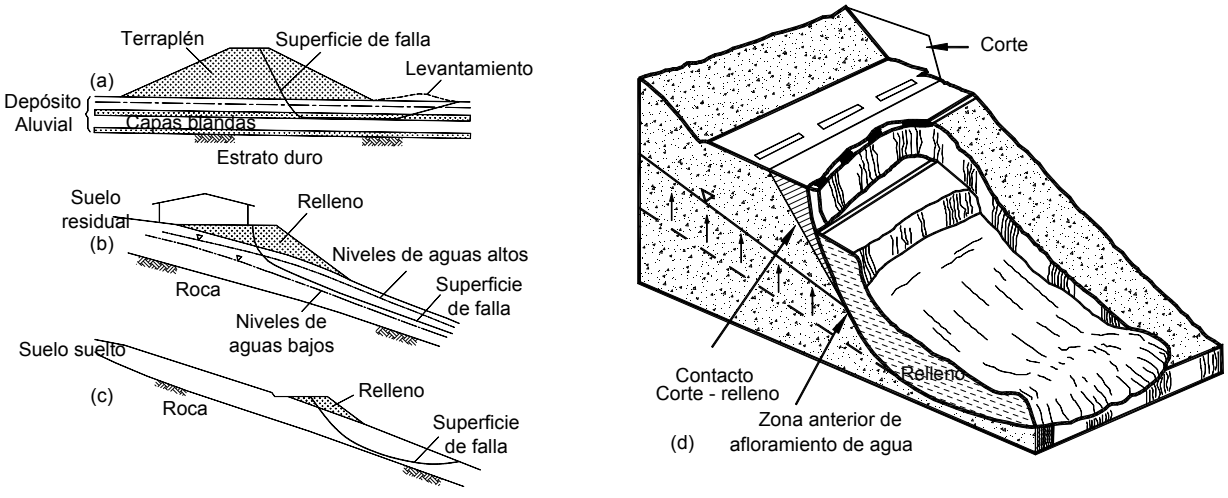


Figura 2.48 Fallas de rellenos en vías. (a) falla por capacidad de soporte. (b) y (c) Deslizamiento por aumento de esfuerzos. (d) Aumento de presión de poros por taponamiento de las corrientes de agua subterránea.

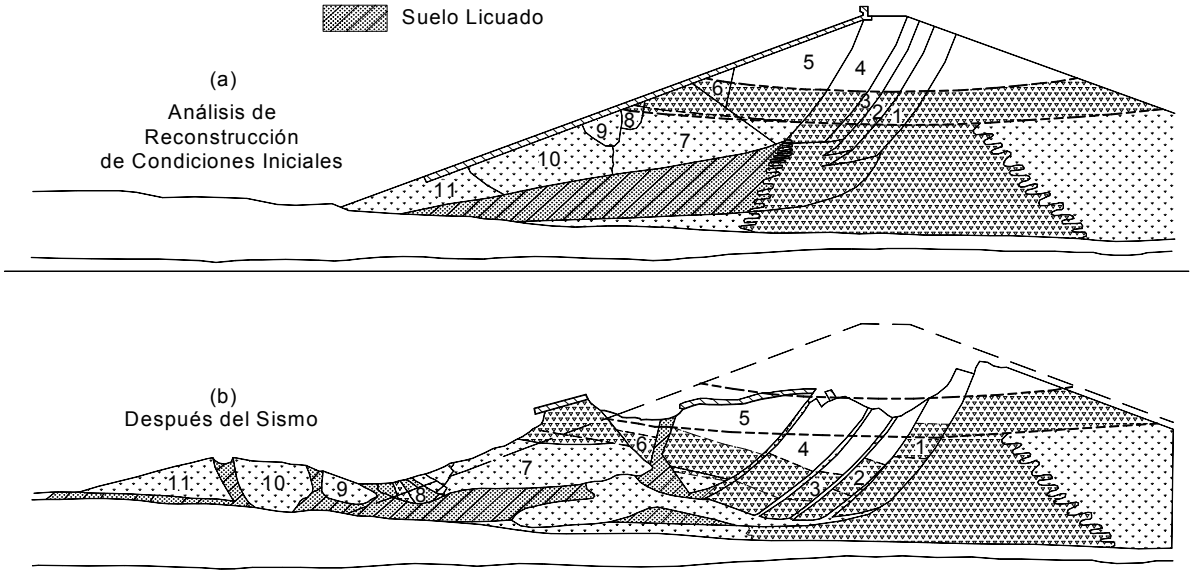


Figura 2.49 Deslizamiento de la presa de San Fernando en California en 1971. (Seed y Harder, 1990).

La Deforestación

El tema de deslizamientos causados por la deforestación, ha sido muy polémico durante los últimos años. Algunos autores atribuyen buena parte de los deslizamientos (en zonas tropicales) a la deforestación; sin embargo, en grandes eventos de lluvias se han observado evidencias de que las zonas cubiertas con vegetación pueden producir igual o mayor cantidad de deslizamientos que las zonas descubiertas.

Probablemente, en los eventos lluviosos de gran magnitud la vegetación no es un factor importante. Por el contrario, en las lluvias de baja intensidad, la vegetación juega un papel muy importante. La deforestación reduce la evapotranspiración, la alteración del suelo facilita la infiltración y la situación es grave cuando se pierde la resistencia producida por las raíces.

Las raíces se pudren en un lapso entre 3 a 7 años después de la deforestación. Gray y Sotir (1996), explican que el refuerzo debido a las raíces, se limita a los 1.5 metros más superficiales del talud. La deforestación tiene gran influencia sobre la activación de deslizamientos poco profundos, pero su efecto es pequeño sobre deslizamientos profundos.

Ter-Stepanian (1963) reportó que las ratas de solifluión en Noruega, eran menores en los taludes saturados donde existe arborización completa. Gray (1974) observó que la disminución en las ratas de reptación puede obedecer al efecto de los árboles sobre la humedad superficial y al cambio de la estructura del suelo por acción de las raíces.

En Colombia, en suelos residuales arcillosos, se han observado procesos nuevos de reptación después de la quema de bosques en áreas de alta pendiente. Los procesos de deforestación en suelos residuales tropicales, han activado los procesos de reptación subsuperficial de áreas muy grandes.

Sin embargo, no se ha encontrado evidencia de fallas profundas activadas por procesos de deforestación e incluso, se han reportado casos de fallas catastróficas con múltiples deslizamientos, debidos a los fenómenos sísmicos en áreas de bosques primarios densos, con raíces relativamente profundas, con suelos saturados y en altas pendientes.

Unos de los efectos más importantes de la deforestación es la activación de los procesos de erosión en surcos, pero a mediano plazo, se pueden formar cárcavas de erosión, las cuales a su vez pueden activar deslizamientos.

REFERENCIAS CAPÍTULO 2

Aristizabal E., Yokota S. (2006). "Geomorfología aplicada a la ocurrencia de deslizamientos en el Valle de Aburra." Revista de la Facultad de Minas Universidad Nacional de Colombia. Sede Medellín.

Bell, F.G. (1983). "Fundamentals of engineering geology". Butterworths, London, etc. ISBN0-408-01169-6.

Brunsden, D. (2002). "Geomorphological roulette for engineers and planners: some insights into a old game". Quart. J. of Eng. Geol. 35, pp.101-142.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in practice". Investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. John Wiley and Sons Inc. Hoboken New Jersey. pp.596.

Cramer, S.L. (2003). "Geotechnical earthquake engineering. Pearson education (Singapore) Pte". Ltd., Indian branch, 482, F.I.E. Patparganj, Delhi 110092, India.

Dixon, N., Bromhead E. N. (2002). "Landsliding in London Clay coastal cliffs". Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 35, pp.327–343.

Duncan J.M., Wright S.G. (2005). "Soil Strength and Slope Stability". John Wiley and Sons. Inc. Hoboken. New Jersey 297p.

Gidigasu, M.D. (1972). "Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of ghana in relation to soil forming factors". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 6, No. 2, p.p. 79-150.

González, L., Jimenez J. (1981). "Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, enerife". Engineering geology. Vol. 17, No. 1, pp. 1-17.

Gray D.H., y Sotir T. B. (1996). "Biotechnical and soil Bioengineering Slope stabilization". John Wiley and Sons, Inc. 378 p.

Hungr, O. (1995). " A model for the runout analysis of fapid flow slides, debris flows, and avalanches". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 6, No 2, pp. 79-150.

Kilburn, C.J., y Petley, D.N., (2003). " Forecasting giant, catastrophic slope collapse: Lessons From Vajont, northern Italy: Geomorphology". v. 54, p. 21–32.

Leroueil S., Locat J., Vaunat J., Picarelli L., Lee H, Faure R. (1996). "Geotechnical characterization of slope movements". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides, çTrondheim, pp 53-74.

Lohnes, R., Demirel T. (1973). "Strensth and structure of laterites and lateritic soils". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 7, No. 1, p.p. 13-33.

Mitchell, J.K. (1976) "Fundamentals of soil behaviour". John Wiley y Sons. Inc.

Pathak, D. R., Gharti H. N., Singh A. B., Hiratsuka A. (2008). "Stochastic Modeling of Progressive Failure in Heterogeneous Soil Slope" Geotech Geol Eng. 26: pp. 113–120.

Pellegrino, A., Mamondini M, Urciuoli G. (2000). "Kinematic features of earthflows in sou kdkthern Italy". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp 1195-1202.0

Petley, D. N., Higuchi T., Petley D. J., Bulmer M. H., Carey J. (2005). "Development of progressive landslide failure in cohesive materials Geology; March 2 ; v. 33; no. 3; pp. 201–204.

Seed R.B. Wilson S.D. (1967)."The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, SM 4, pp. 325-353.

Seed R.B. y Harder, L.F. (1990). " SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength". Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium. Vol. 2, BiTech Publishers.

Seed R.B. et al (2006). "Investigation of the Performance of the New Orleans Flood Protection Systems in Hurricane Katrina on August 29, 2005". University of California Berkeley.

Suárez J. (2005). "Deslizamientos y flujos catastróficos ocurridos en Girón, Santander en febrero de 2005". Geotecnologia Ltda, Informe final, Bucaramanga, Colombia.

Ter-Stepanian G (1963). "On the Long Term Stability of Slopes". Publication No. 52. Norwegian Geotechnical Institute. Pp. 1-15. Norway.

Terzaghi, K (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley y Sons, New York, 500 pp.

Terzaghi, K. (1950). "Mechanisms of Landslides". Engineering geology (Berkeley). Volumem Geological Society of America. Boulder, CO, November, pp 83-123.

Torrance, J.K. (1999) "On the development of high sensitivity: Mineralogical requirements and constraints". Proceedings of the seventh international symposium on landslides. Trondheim. Pp 491-496.

Wen B.P., Aydin A. (2005). "Mechanism of a rainfall-induced slide-debris flow: Constraints from microstructure of its slip zone" Engineering Geology 78 pp. 69–88.

Wesley, L.D. (1973) "Some basic engineering properties of halloysite and allophone clays in Java, Indonesia". Geotechnique, 23. pp. 471-494.

Capítulo 3

Resistencia al Cortante

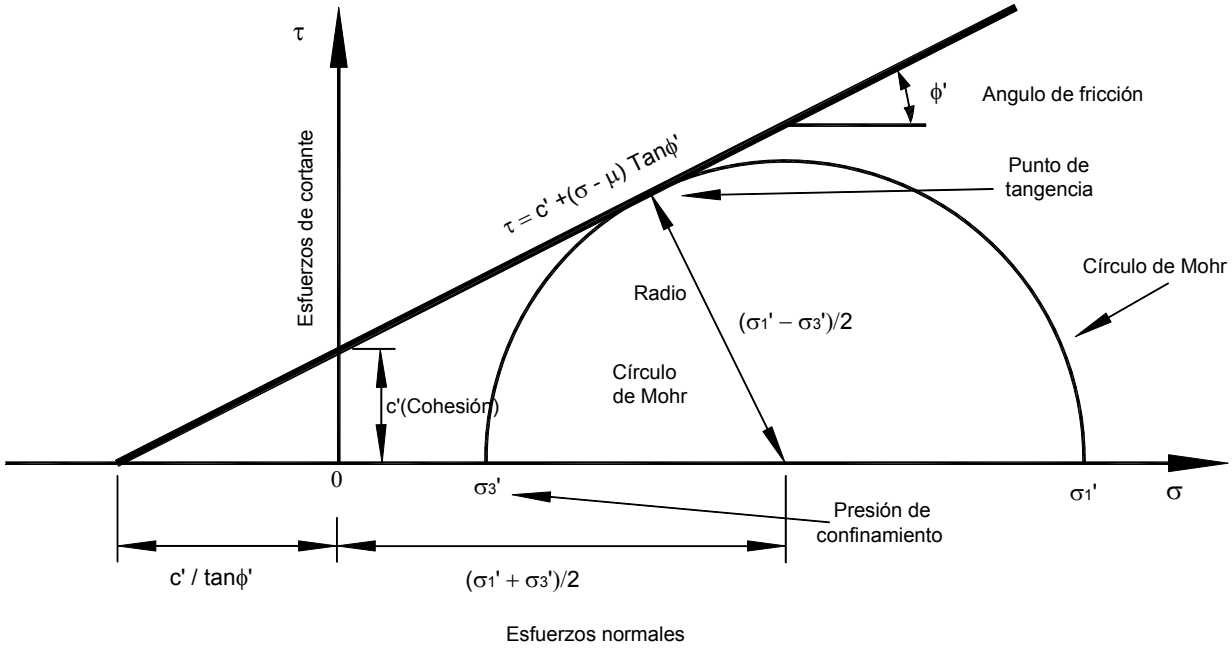


Figura 3.1 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb.

Ecuación de Coulomb para Suelos Saturados

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante, en un deslizamiento, se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al cortante, se comportan de acuerdo con las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) Tan\phi'$$

(para suelos saturados)

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte
c' = Cohesión o cementación efectiva
σ = Esfuerzo normal total
μ = Presión del agua intersticial o de poros

En la Figura 3.1 se muestra la representación gráfica de la ecuación de Coulomb. El análisis de la ecuación de Coulomb requiere conocer los parámetros, el ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo que depende de las presiones internas o de poros de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal total.

A la presión resultante, se le conoce con el nombre de presión efectiva σ´.

σ´ (Presión efectiva) = σ - μ
ϕ´ =Angulo de fricción para presiones efectivas.
c´ = Cohesión para presiones efectivas.

Ecuación de Coulomb para Suelos No saturados

Cuando el grado de saturación es mayor del 85%, se puede utilizar la ecuación de Coulomb para suelos saturados. Sin embargo, para suelos con saturación menor del 85%, se deben aplicar los principios de la mecánica de suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1987).

Para el caso de suelos no saturados, la ecuación de Coulomb se expresa de la siguiente forma (Fredlund y Morgenstern 1977):

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a) tan\ \phi' + (u_a - u_w) tan\ \phi^b$$

Donde:
σ_n = esfuerzo normal total
u_a = Presión en el aire de los poros
u_w = presión en el agua de los poros, la cual comúnmente es negativa.
ϕ^b = ángulo de fricción igual a la pendiente de la curva de succión matricial ($u_a - u_w$) contra resistencia al cortante τ cuando ($\sigma_n - u_a$) se mantiene constante.

El ángulo de fricción efectiva ϕ' permanece igual para todos los valores de succión. ϕ^b es generalmente igual o menor que ϕ´ y se puede obtener en ensayos triaxiales o de corte directo no saturados (Huat y otros, 2005).

Para realizar estos ensayos se requiere realizar modificaciones a los equipos de laboratorio convencionales.

$(u_a - u_w) Tan\phi^\beta$ = cohesión aparente debida a la succión

$(u_a - u_w)$ = succión matricial

El criterio de falla tiene dos variables de esfuerzos ($\sigma_n - u_a$) y ($u_a - u_w$).

En la ecuación para suelos no saturados, cuando $u_a = u_w$ la ecuación es idéntica a la ecuación original de Mohr-Coulomb para suelos saturados. Algunos programas de computador tienen en cuenta esta transición al modificarse las condiciones de saturación (Cornforth, 2005).

PARÁMETROS FUNDAMENTALES

Ángulo de Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

Coeficiente de rozamiento = Tan ϕ

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo (Figura 3.2). Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: ϕ = 0.

El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ.
- Forma de los granos o partículas. ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir. En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación.

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas, mientras que en la física, este término se utiliza para representar la resistencia a la tensión.

En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o "no cohesivos" (C = 0).

En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión "aparente" desaparece con la saturación.

Resistencias Pico y Residual

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en la estabilidad de taludes se debe tener en cuenta dos tipos de resistencia: resistencia pico y resistencia residual.

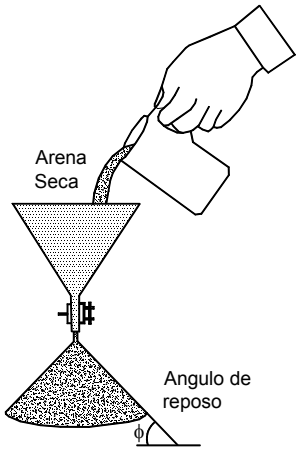


Figura 3.2 El ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción en una arena seca.

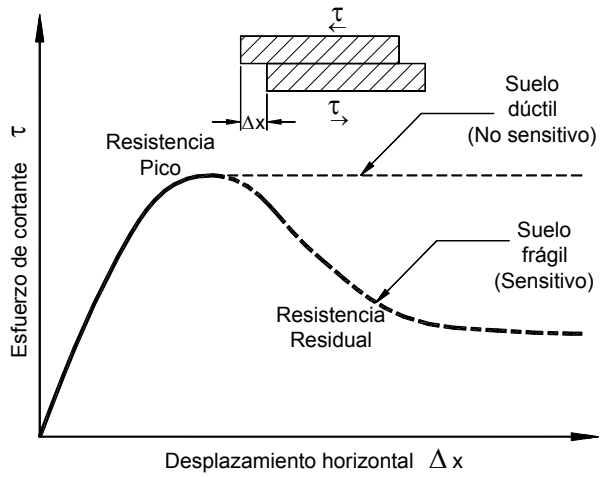


Figura 3.3 Curvas esfuerzo de corte-desplazamiento en un ensayo de Corte directo (Duncan y Wright, 2005).

Resistencia máxima o resistencia pico. Es la máxima resistencia al corte que posee el material, el cual no ha sido fallado previamente y corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación (Figura 3.3).

La modelación de la resistencia pico en el análisis de la estabilidad, asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla; sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros (en un fenómeno de falla progresiva) y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

Resistencia residual. Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla. Skempton (1964) observó que en arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada en el análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y C_r.

La resistencia residual en los suelos cohesivos se debe tener en cuenta cuando existe una superficie previa de corte donde han ocurrido desplazamientos en el pasado y en suelos licuables, expuestos a sismos de gran magnitud.

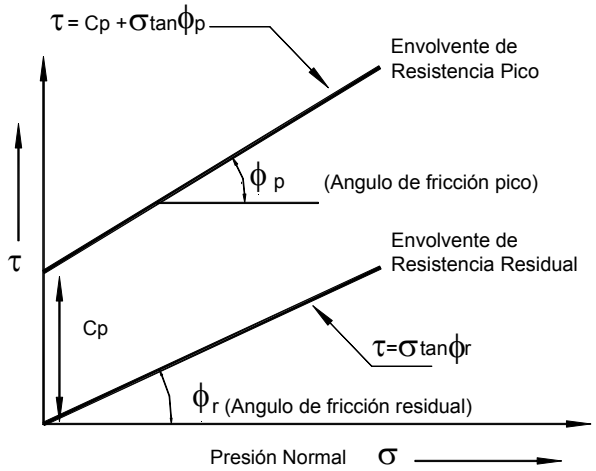


Figura 3.4 Envolventes de falla de las Resistencias Pico y Residual.

En los suelos dúctiles, la resistencia pico tiende a ser muy similar a la resistencia residual. En los suelos frágiles al producirse la falla, la disminución de la resistencia pico a la residual, es significativa. La diferencia entre la resistencia pico y la residual es un indicativo de la fragilidad de los materiales (Figura 3.3).

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y la residual, es la "sensitividad", la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

La pérdida de resistencia en el momento de la falla al cortante, está relacionada principalmente con una disminución de la cohesión. El ángulo de fricción, aunque disminuye, no es afectado en forma substancial. Como se observa en la figura 3.4 el ángulo de fricción pico (ϕ_p) es muy similar al ángulo de fricción residual (ϕ_r).

Presión de Poros

En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra "μ". La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción (Figura 3.5). Al colocar una carga se puede producir un cambio en la presión de poros que se denomina como Δμ (exceso de presión de poros) o deficiencia de presión de poros inducidos por las condiciones de carga.

Si el agua en el suelo no está en movimiento, la altura del agua genera un fenómeno de presión hidrostática:

$$\mu = \gamma_w . Z_w$$

Donde:

γ_w = peso unitario del agua

z_w = profundidad vertical del punto por debajo del nivel de agua freática.

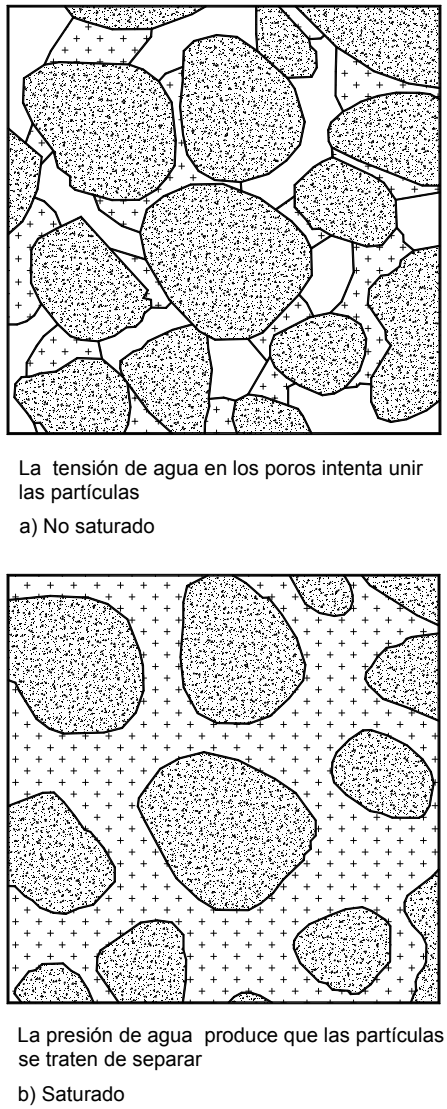


Figura 3.5 La presión de poros trata de separar las partículas y de esta forma, se disminuye la resistencia a la fricción.

Si el agua está en movimiento, la presión de poros puede ser superior a $\gamma_w \cdot z_w$, y debe determinarse la cabeza hidrostática h_u por medio de un piezómetro o una red de flujo. En este caso, la presión de poros se calcula por medio de la expresión:

$$u = \gamma_w . h_u$$

Si se supone la superficie freática inclinada a un ángulo θ con la horizontal, la cabeza piezométrica es igual a:

$$h_u = h_w \cos^2 \theta$$

Donde: h_u es la distancia vertical a la línea del nivel freático.

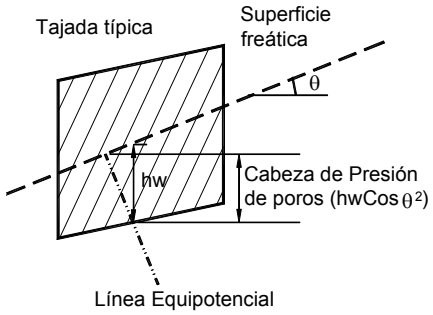


Figura 3.6 Medición de la presión de poros.

La presión de poros aumenta en los taludes en temporadas de lluvias y disminuye en temporadas de sequía. Es muy importante entender y cuantificar la variación temporal y espacial de la presión de poros en los taludes. La variabilidad es mayor en la cuesta que en el pie del talud.

Parámetros de Presión de Poros

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poros en el campo. Estas presiones de poros pueden ser estimadas si se determinan los cambios de esfuerzo dentro del suelo. Cuando un suelo se carga o se descarga por la construcción de un terraplén o una excavación, el cambio de volumen de suelo trae como resultado un cambio en la presión de poros Δ_u. Este cambio en la presión de poros puede aumentar o disminuir con el tiempo, dependiendo del tipo de suelo y del tipo de esfuerzos involucrados. Bajo las condiciones completamente drenadas (Condición a largo plazo) Δ_u se disipa y se convierte en $\Delta_u = 0$.

Para las condiciones parcialmente drenadas o no-drenadas, la evaluación de *u* depende de la rata relativa de carga, comparada con la rata de drenaje del agua dentro del suelo. La magnitud del cambio de presión de poros que se desarrolla como resultado del cambio de esfuerzos en los suelos no drenantes, fue propuesta por Skempton (1954), utilizando los parámetros A y B. Estos parámetros de presión de poros A y B, permiten calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta_u = B\left[\Delta\sigma_3 + A\left(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3\right)\right]$$

Donde:

Δ_u = Exceso de presión de poros.
A = Parámetro de presión de poros A.
B = Parámetro de presión de poros B.
$\Delta\sigma_1$ = Cambio en el esfuerzo principal mayor.
$\Delta\sigma_3$ = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados a partir de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para los suelos saturados, B se acerca a 1.0 pero su valor desciende drásticamente con la disminución en el grado de saturación.

Los valores del parámetro A varían con la magnitud de las deformaciones de cortante, densidad inicial y relación de consolidación del suelo y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. A es positivo para aquellos suelos que tienden a comprimirse al cortarse, por ejemplo arena suelta o arcilla, normalmente consolidada. A es negativo para aquellos suelos que tienden a dilatarse al cortarse, por ejemplo, arena densa y arcillas sobreconsolidadas.

Los valores de A permiten tener en cuenta el fenómeno según el cual los suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positiva durante el corte y en contraste, los suelos sobreconsolidados pueden generar presiones en exceso negativas. La tabla 3.1 muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla.

El valor de A está muy influenciado por el nivel del suelo donde ha sido previamente deformado el esfuerzo inicial, la historia y la trayectoria de estos esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

Tabla 3.1 Valores típicos del parámetro A.

Tipo de Arcilla	Valor del Parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compactada	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactadas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0.5 a 0.0

Condiciones Drenadas y No-drenadas

Los conceptos de condiciones drenadas y no-drenadas son fundamentales para entender el comportamiento de los taludes, especialmente, en las formaciones arcillosas. La condición drenada o no-drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga. El objetivo de analizar las condiciones de drenaje es determinar si una carga es capaz o no, de producir presiones de poros.

Condición Drenada

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, si es sometida a una carga y no se producen presiones de poros. Esto se debe a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga.

Condición No-drenada

Se dice que una condición es "no-drenada" cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo está sometido a una carga y se produce entonces la presión de poros Esto se debe a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga.

Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada. Si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, generalmente se produce una condición drenada.

Comúnmente, los taludes se comportan en condiciones drenadas; sin embargo, en algunos casos cuando se colocan terraplenes sobre depósitos arcillosos saturados o en el momento de un sismo, se puede producir una condición no-drenada.

Esfuerzos Totales y Efectivos

Se define como esfuerzo a la fuerza por unidad de área.

Esfuerzo Efectivo

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua.

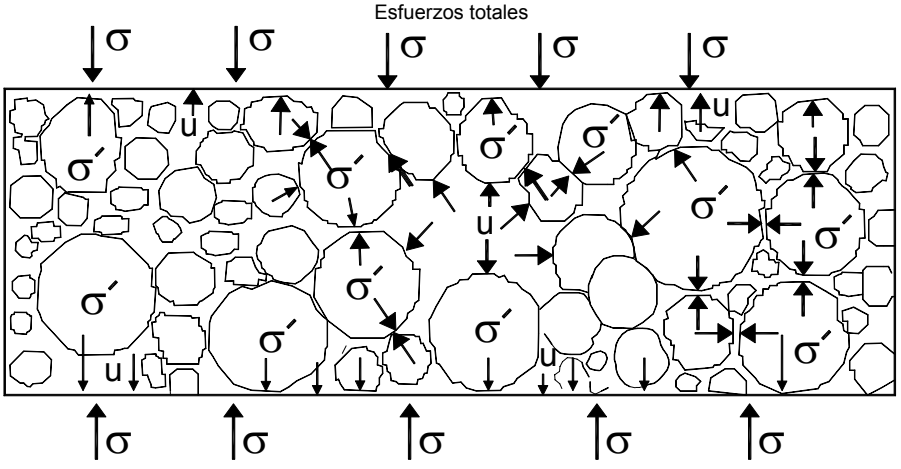


Figura 3.7 Esfuerzos totales y efectivos. σ'(efectivo)= σ (total) - μ

Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua a su vez, puede ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones.

Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina "presión de poros". Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales.

Esfuerzo efectivo = esfuerzo total - presión de poros (Figura 3.7)

Esfuerzo Total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

Esfuerzo total = esfuerzo efectivo + presión de poros

En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad a largo plazo.

Resistencia Drenada y No-drenada

La resistencia al cortante se define como el máximo valor de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar. Los dos tipos de resistencia al cortante utilizados en el análisis de estabilidad son: la resistencia no-drenada y la resistencia drenada. La resistencia no-drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la resistencia drenada se utiliza en análisis con esfuerzos efectivos.

Resistencia no-drenada

La resistencia no-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no-drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla, se aplican sobre la masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. El caso más común de resistencia no-drenada, se presenta en los depósitos naturales de arcilla saturada cuando éstos son cargados o descargados en forma relativamente rápida, comparada con la rata en la cual puede ocurrir drenaje y/o consolidación.

Cuando se presenta esta condición se asume que hay un fenómeno de resistencia no-drenada; el contenido de agua y el volumen de la arcilla permanecen constantes durante la carga no-drenada y se generan presiones de poros en exceso. El comportamiento no-drenado de arcillas saturadas se analiza en términos de esfuerzos totales y la evaluación de las presiones de poros es innecesaria. Bajo esta situación se asume un método de análisis $\phi = 0$ y la resistencia no-drenada C_u es igual al valor de cohesión en la envolvente de Mohr-Coulomb para esfuerzos totales.

Bajo estas suposiciones, la resistencia no-drenada de una arcilla saturada, no es afectada por los cambios en la presión de confinamiento (mientras el contenido de agua no cambie). Las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas tienden a comprimirse cuando están sometidas a esfuerzos de cortante y producen un incremento de la presión de poros en condiciones no-drenadas.

La tendencia de las arcillas (fuertemente consolidadas) a dilatarse cuando son sometidas a cortante, da como resultado, cambios negativos de la presión de poros en condiciones no-drenadas. De acuerdo con lo anterior, cuando una arcilla es sometida a corte en condiciones no-drenadas, el esfuerzo efectivo sobre el plano potencial de falla cambia haciéndose menor en arcillas normalmente consolidadas y mayor en arcillas sobreconsolidadas.

Por lo general, para las arcillas normalmente consolidadas, la resistencia no-drenada es menor que la resistencia drenada. Para las arcillas muy sobreconsolidadas puede ocurrir lo contrario, la resistencia no-drenada puede ser mayor que la resistencia drenada, debido a que la presión de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta durante el corte no-drenado (Duncan y Wright, 2005).

Resistencia drenada

La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un período suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado. Una condición no-drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en que el agua drene.

Basados en el principio de esfuerzos efectivos, la resistencia máxima drenada a la falla sobre cualquier plano en el suelo, no es una función de los esfuerzos totales normales que actúan sobre el plano, sino de la diferencia entre los esfuerzos totales normales y la presión de poros.

CÍRCULO DE MOHR

El diagrama de Mohr es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. El círculo de Mohr representa un ensayo triaxial y la envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de los esfuerzos en el momento de una falla al cortante.

En el análisis en dos dimensiones, los esfuerzos de un punto, pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x, σ_y, y τ_{xy}. Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas τ - σ, se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr.

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales.

Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud, debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Figura 3.8).

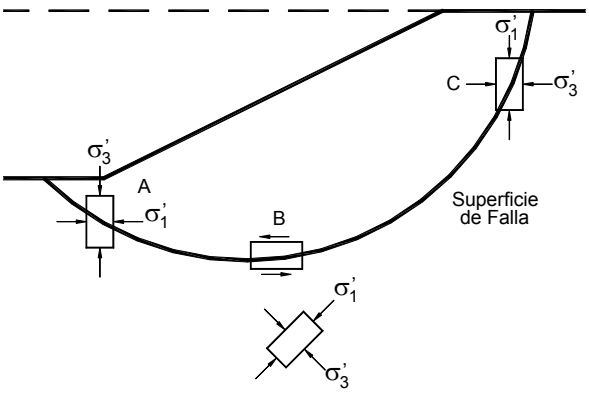


Figura 3.8 Dirección de los esfuerzos principales en la falla de un talud.

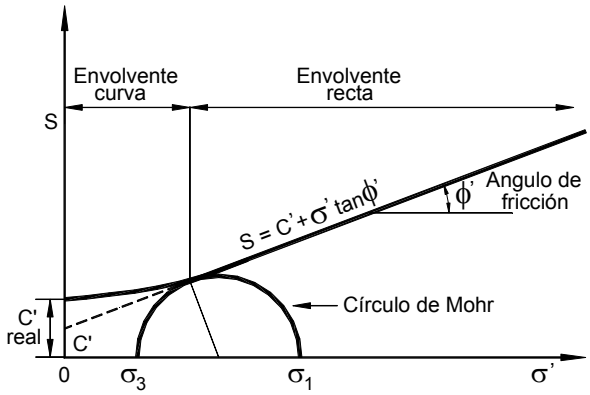


Figura 3.9 Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Envolventes de Falla

El círculo de Mohr se emplea para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que ha alcanzado la combinación crítica de los esfuerzos a la falla.

Los puntos de la envolvente de falla corresponden a los esfuerzos que producen falla al cortante. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla, no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb generalmente es una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:
s = Resistencia al cortante
σ' = Esfuerzo normal efectivo
A y b = Constantes

En la práctica normal de ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.9), en el cual:

$$s = c' + \sigma' \tan\phi'$$

Donde:
c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión)
ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

Envolvente de falla no lineal

Hay considerable evidencia experimental de que la envolvente de falla no es recta (Figura 3.10). En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para los niveles de esfuerzos pequeños, es curva y el error de asumirla como recta, puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para los esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'_{\sigma'}$$

$\phi'_{\sigma'}$ (último) = Angulo de fricción para el respectivo valor de σ'.

En la estabilidad de taludes es muy importante utilizar la envolvente de falla real para cada nivel de esfuerzos (Popescu y otros, 2000). Con este objetivo Maksimovic (1989) desarrolló una ecuación que describe el ángulo de fricción ϕ´ como una función del esfuerzo normal efectivo σ´ (Figura 3.11).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\left[\phi'_B + \frac{\Delta\phi'}{1 + \frac{\sigma'}{p_N}}\right]$$

Donde:

c' = Cohesión real del suelo .
ϕ'_B = Ángulo de fricción residual.
$\Delta\phi'$ = Ángulo de dilatancia máxima.
p_N = Nivel de esfuerzo efectivo para $\Delta\phi'/2$ o esfuerzo promedio.

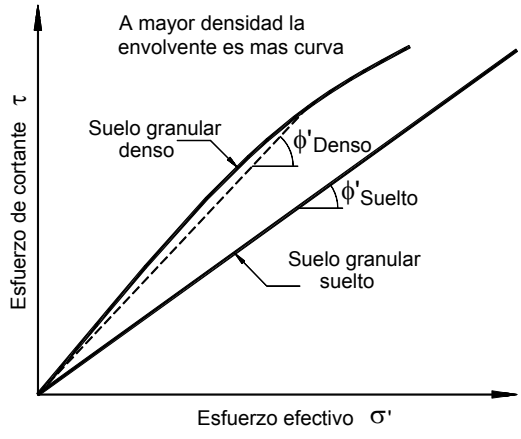


Figura 3.10 Envolventes de resistencia al cortante para esfuerzos efectivos en arenas, gravas o enrocados. (Duncan y Wright, 2005).

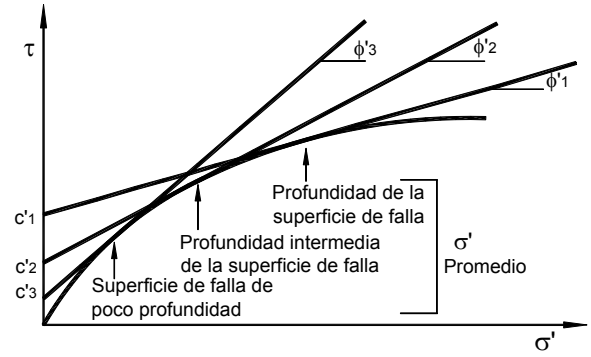


Figura 3.11 Envolvente de falla no lineal de Maksimovic (1989).

Envolventes de Esfuerzos Totales y de Esfuerzos Efectivos

Las envolventes de esfuerzos se representan en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales. La envolvente de esfuerzos totales refleja las presiones de poros que se producen durante el corte no-drenado, como también, el comportamiento en términos de esfuerzos efectivos.

La envolvente de esfuerzos totales es horizontal o sea que la resistencia al cortante, es constante y es independiente de la magnitud del esfuerzo total (Figura 3.12). La resistencia al cortante es la misma para todos los valores de esfuerzo normal, debido a que la arcilla es saturada y no-drenada. El incremento o disminución del esfuerzo total normal se manfiesta solamente en un cambio en la presión de poros, el cual es igual al aumento de la carga y de signo opuesto. Por lo tanto, el esfuerzo efectivo es constante y la resistencia también es constante a pesar de que se cambie el esfuerzo total normal.

La envolvente de esfuerzos efectivos representa el comportamiento fundamental de la arcilla, debido a que la resistencia de la arcilla es controlada por los esfuerzos efectivos y por la densidad (Duncan y Wright, 2005).

La envolvente de esfuerzos efectivos para arcillas, consiste en dos partes. A esfuerzos altos de confinamiento, la arcilla se comporta como normalmente consolidada y la tendencia es a que la envolvente se extiende hacia el origen. A bajos esfuerzos de confinamiento, la arcilla se comporta como sobreconsolidada y la envolvente de resistencia no se extiende hacia el origen.

Los valores de los parámetros de resistencia c' y ϕ' dependen de si la arcilla es sobre-consolidada o normalmente consolidada (Figura 3.13). En el rango sobreconsolidado c' es mayor de cero y ϕ' es menor que para el caso normalmente consolidado.

Envolvente para Arcillas No-saturadas

El círculo de Mohr también se extiende al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos (Fredlund 1978).

Si la arcilla está parcialmente saturada, el envolvente de resistencia no-drenada no es horizontal sino inclinado (Figura 3.14).

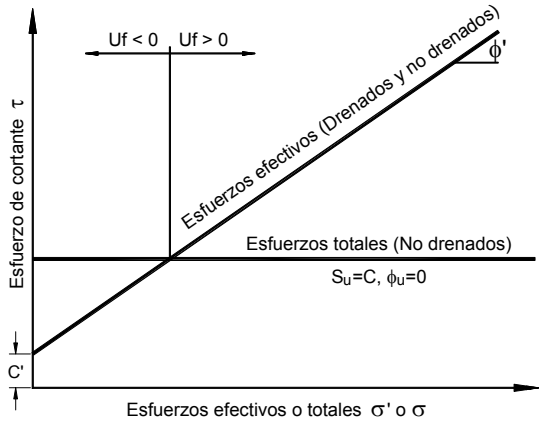


Figura 3.12 Envolventes de resistencia drenada y no-drenada para esfuerzos efectivos y totales en una arcilla saturada (Duncan y Wright, 2005).

Al aumentar el esfuerzo normal, la resistencia también aumenta, debido a que los cambios de esfuerzo total no causan incrementos iguales en la presión de poros. Esto ocurre debido a que el aire presente en los poros se comprime durante la aplicación de la carga. La carga que no se convierte en presión de poros, es soportada por el esqueleto del suelo, lo cual da como resultado un aumento de la presión efectiva.

Generalmente, se considera que en un suelo con una saturación de menos del 70%, no se genera presión de poros en la aplicación de una carga y la totalidad del aumento de carga, se convierte en esfuerzo efectivo.

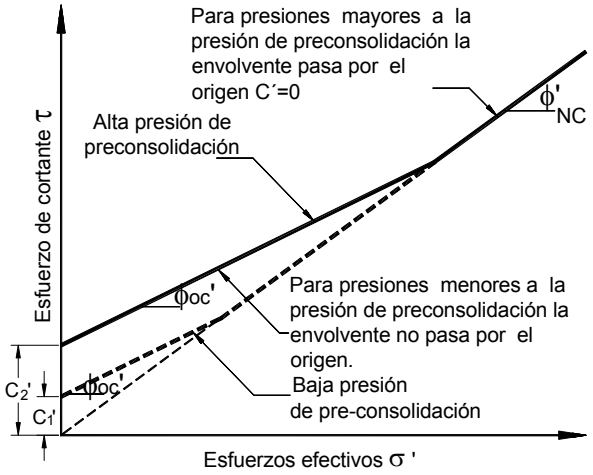


Figura 3.13 Envolventes de resistencia al cortante para esfuerzos efectivos en arcillas (Duncan y Wright, 2005).

Trayectoria de Esfuerzos

El procedimiento y análisis que utiliza la trayectoria de esfuerzos, permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra sus estados sucesivos un espacio de esfuerzos p-q , donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr. Para mayor claridad, los círculos de Mohr no se trazan, sólo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (Figura 3.15). en estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos del suelo.

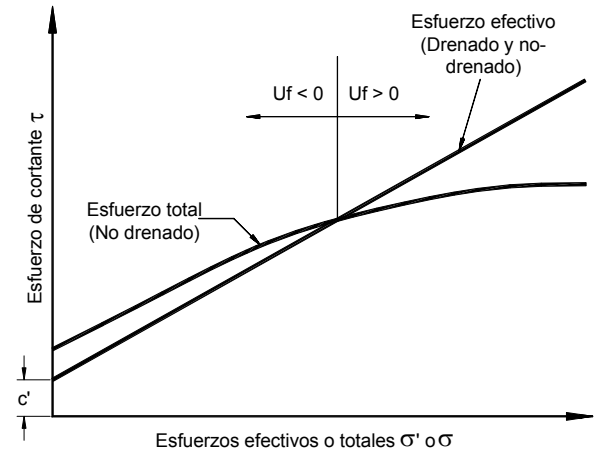


Figura 3.14 Envolventes de falla para arcilla parcialmente saturada (Duncan y Wright, 2005).

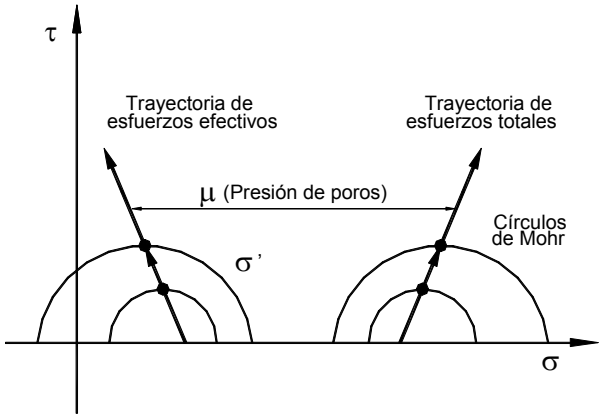


Figura 3.15 Trayectoria de esfuerzos.

Se pueden trazar tres tipos de trayectorias diferentes de la siguiente manera (Lee, 1996):

- Trayectoria de esfuerzos efectivos. La cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.

- Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de las aguas subterráneas.

  Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

- Esfuerzos totales. La cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

La figura 3.16 muestra las trayectorias de esfuerzos en un ensayo de corte directo para condiciones drenadas y no-drenadas. En la condición drenada la trayectoria de esfuerzos es vertical y corresponde a un incremento en el esfuerzo de cortante y una constante del esfuerzo normal efectivo sobre el plano horizontal. La trayectoria de esfuerzos no-drenados, se dirige hacia la izquierda, debido a que el incremento en el esfuerzo de cortante está acompañado de una disminución en el esfuerzo normal efectivo por causa del incremento en la presión de poros.

REQUERIMIENTOS BÁSICOS DE RESISTENCIA

Análisis en Condiciones Drenadas

El análisis en condiciones drenadas se realiza utilizando los siguientes parámetros:

- Pesos unitarios totales.

- Parámetros de c' y ϕ' para esfuerzos efectivos.

- Presiones de poros determinadas por los niveles hidrostáticos del agua o el análisis del movimiento del agua.

Análisis en Condiciones No-drenadas

En condiciones no-drenadas, el cambio de las cargas ocurre más rápidamente que el flujo del agua. Las presiones de poros son controladas por el comportamiento del suelo como respuesta a los cambios de las cargas externas.

El análisis de condiciones no drenadas se realiza utilizando los siguientes parámetros:

- Pesos unitarios totales.

- Parámetros c y ϕ para esfuerzos totales.

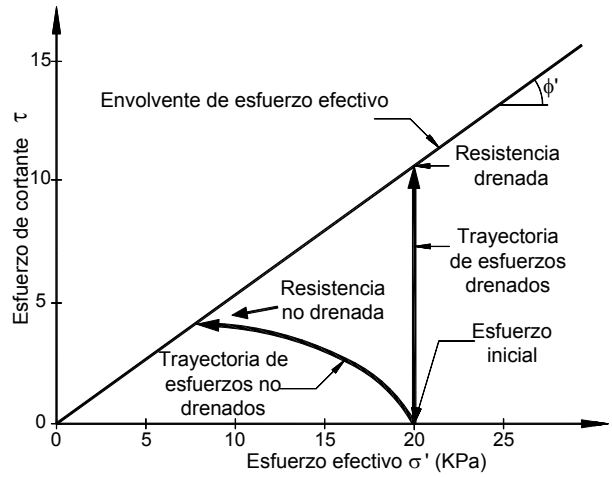


Figura 3.16 Trayectoria de esfuerzos en un ensayo de corte directo para condiciones drenadas y no-drenadas (Duncan y Wright, 2005).

Análisis a Corto Plazo

El análisis a corto plazo se refiere a las condiciones durante la construcción o inmediatamente después de terminada la construcción. Por ejemplo, si se construye un terraplén de material arenoso sobre una fundación de arcilla en un tiempo de dos meses, el análisis a corto plazo se refiere a estos dos meses. Durante este tiempo es razonable asumir que no ocurre drenaje en la fundación de arcilla pero sí se presenta drenaje en el terraplén de material arenoso. En estas condiciones, se debería utilizar el análisis drenado para el terraplén y no-drenado para la cimentación de arcillas saturadas. No es problema alguno hacer el análisis conjunto, debido a que en el terraplén se trabaja con los parámetros de esfuerzos efectivos y la fundación con los parámetros de esfuerzos totales. En el terraplén se especifican las presiones de poros pero en la arcilla, no.

No es que no ocurran las presiones de poros pero como la resistencia de la arcilla está relacionada con los esfuerzos totales, es innecesario especificar las presiones de poros (Duncan y Wright, 2005). Como los programas de computador restan las presiones de poros, sería un error especificarlos.

La estabilidad de taludes durante o al final del proceso de construcción, se realiza analizando las condiciones drenadas o no-drenadas de acuerdo con la permeabilidad del suelo. En los suelos arcillosos, posiblemente se requiere realizar el análisis con resistencia no-drenada y en los suelos arenosos, con resistencia drenada.

Análisis a Largo Plazo

Después de un periodo prolongado de tiempo, las arcillas cargadas alcanzan una condición drenada y el análisis a largo plazo, puede realizarse en condiciones drenadas.

En el caso del ejemplo anterior de un terraplén arenoso sobre una fundación de arcilla, en ambos materiales se debe realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos y presiones de poros determinadas de acuerdo con los niveles hidrostáticos del agua o el análisis de corriente de agua. Se especificarían presiones de poros para los dos materiales.

La variación de las cargas y de la resistencia al cortante, con el tiempo, produce cambios en los factores de seguridad de los taludes.

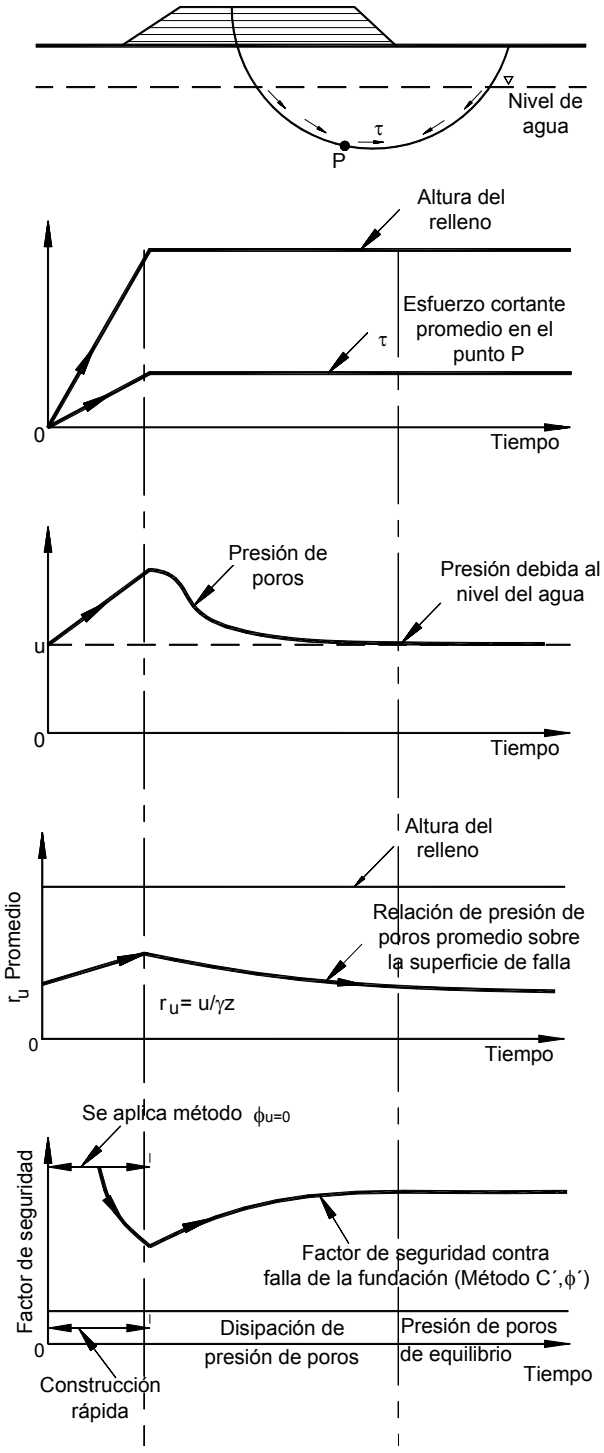


Figura 3.17 Variaciones con el tiempo del esfuerzo de cortante, la presión de poros y el factor de seguridad para un terraplén sobre una arcilla saturada (Bishop y Bjerrum, 1960).

Cuando un talud en arcilla es excavado, las presiones de poros en la arcilla disminuyen, como respuesta a la excavación del material. Con el tiempo, estas presiones en exceso negativas, se disipan y la presión de poros eventualmente, puede regresar a su condición original (Figuras 3.17 y 3.18).

Falla Progresiva

Una suposición fundamental en el análisis de equilibrio límite es que la resistencia del suelo puede movilizarse en un gran rango de deformaciones o sea que el suelo es dúctil y no frágil. Esta suposición se presenta porque el análisis de equilibrio límite, no tiene en cuenta las deformaciones. En algunos casos, la falla no ocurre de esta manera, sino que se presenta una falla progresiva.

La falla progresiva es una posibilidad muy fuerte en el caso de las excavaciones de taludes en arcillas sobreconsolidadas y en lutitas, especialmente en arcillas o lutitas fisuradas. Estos materiales tienen un comportamiento frágil o físil en el comportamiento esfuerzo - deformación. Cuando se realiza una excavación en una arcilla fisurada o en una lutita, el talud de la excavación rebota horizontalmente como se muestra en la figura 3.19.

Estudios realizados por Duncan y Dunlop (1969) muestran que los esfuerzos de cortante son muy altos en el pie del talud y que hay una tendencia a la ocurrencia de la falla, empezando en el pie del talud y progresando hacia adentro. Inmediatamente después de la excavación del talud, (al tiempo t_1) los esfuerzos en el punto A pueden haber alcanzado la resistencia pico y los esfuerzos en los puntos B y C, no han alcanzado la resistencia pico. Con el tiempo, el talud continuará su rebote hacia el corte, debido a una respuesta demorada al descargue relacionada con la excavación y posiblemente, a la expansión de la arcilla, al aumentar el contenido de agua relacionado con la reducción de esfuerzos.

Después de un tiempo (t_2), las deformaciones en los puntos A, B, y C serán mayores. Los esfuerzos en el punto A van a disminuir al sobrepasar la resistencia pico y los esfuerzos en los puntos B y C, se acercan a la resistencia pico. Al continuar el proceso de falla progresiva (t_3), el desplazamiento en el punto B será de tal magnitud, que habrá pasado también, la resistencia pico y los esfuerzos en el punto C, llegarían al valor de resistencia pico. En este proceso, la superficie de falla se iría desplazando de abajo hacia arriba, sin que se movilice la resistencia pico, simultáneamente en todos los puntos de la superficie de falla.

La posibilidad de falla progresiva depende del índice de fragilidad (Bishop, 1967).

$$I_b = \frac{S_p - S_r}{S_p}$$

Donde:

I_b = Índice de fragilidad
s_p = Resistencia pico
s_r = Resistencia residual

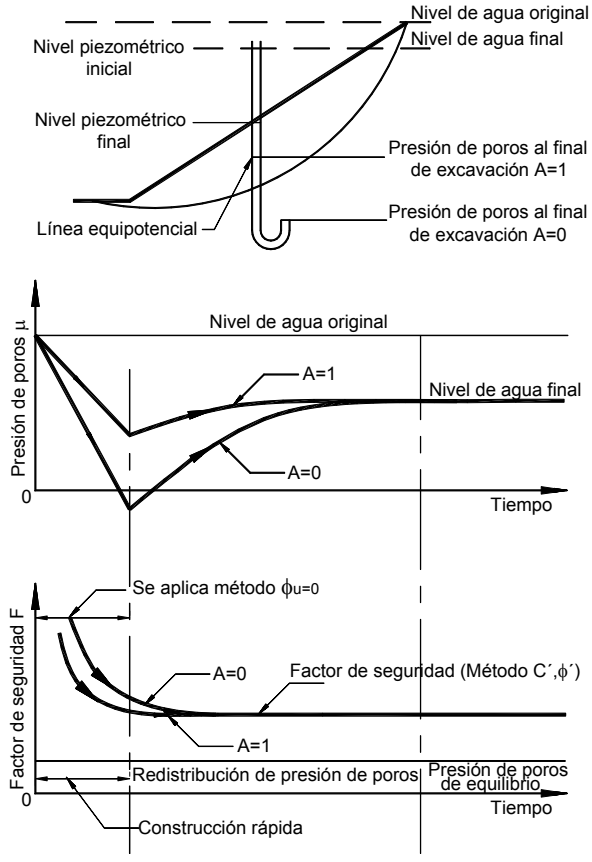


Figura 3.18 Variación, con el tiempo, de la presión de poros y del factor de seguridad durante y después de la excavación de un talud en arcilla (Bishop y Bjerrum, 1960).

Entre mayor sea el índice de fragilidad, la posibilidad de falla progresiva aumenta. Una vez la falla progresiva se inicia, puede continuar en forma lenta o rápida, de acuerdo con las características del movimiento y la estructura de los materiales.

Para tener en cuenta la posibilidad de ocurrencia de falla progresiva en los suelos o rocas de comportamiento frágil (no dúctil), se recomienda utilizar los parámetros de resistencia residual, o sea, los parámetros del suelo después de que ha pasado la resistencia pico.

Cargas Sísmicas

Los sismos afectan la estabilidad de los taludes en dos formas: la aceleración producida por el movimiento de la tierra que somete el suelo a un sistema variable de fuerzas cíclicas y los esfuerzos cíclicos inducidos por las cargas del sismo que pueden producir reducción en la resistencia al cortante del suelo.

Si la resistencia del suelo se reduce en menos del 15% por acción de la carga sísmica, se puede hacer un análisis seudoestático de estabilidad del talud.

En el análisis seudoestático, el efecto del sismo se representa simplemente aplicando una carga estática horizontal a la masa de falla potencial. Si la reducción en la resistencia del suelo es más del 15% como resultado de las cargas cíclicas, se recomienda realizar un análisis dinámico para estimar las deformaciones y la pérdida de resistencia.

Adicionalmente al estudio del comportamiento de un talud en el momento de un sismo, se puede requerir el análisis de la estabilidad del talud después del sismo. Las deformaciones producidas durante el sismo, pueden generar una falla a mediano o largo plazo.

Condiciones Especiales de Carga

En ocasiones, se requiere realizar el análisis de las condiciones especiales de carga. Por ejemplo, si la fundación de arcilla es muy débil (cuando es incapaz de soportar las cargas impuestas por un terraplén) la estabilidad del terraplén se puede mejorar colocando solamente, una porción del relleno planeado.

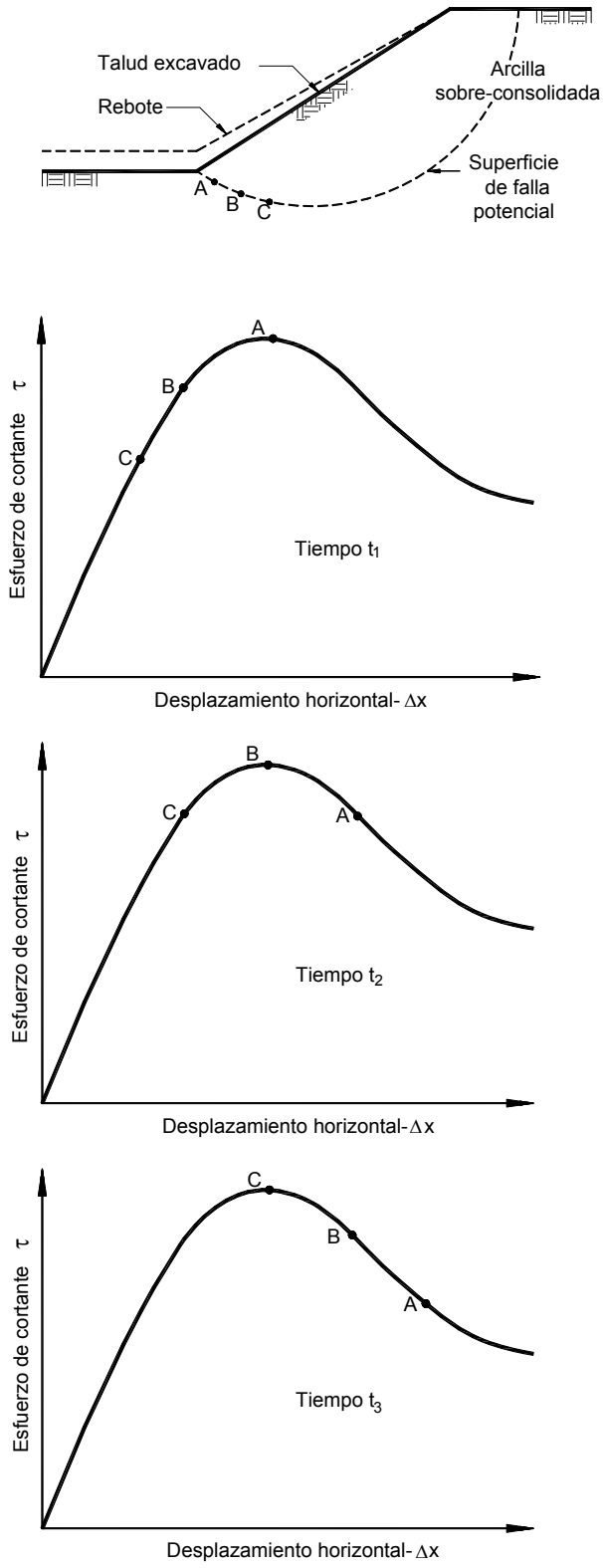


Figura 3.19 Mecanismo de falla progresiva de un talud en corte de arcilla sobreconsolidada (Duncan y Wright, 2005).

En este caso, se puede realizar un análisis de consolidación para estimar el aumento de esfuerzos efectivos debido a la consolidación y el aumento en resistencia. En ocasiones, se requiere analizar la estabilidad de los taludes por la acción de sobrecargas colocadas provisionalmente durante la construcción, como depósitos de materiales y paso de maquinaria pesada.

Dependiendo de si la carga es temporal o permanente y si el suelo drena rápidamente o no, se utilizarían en el análisis, las resistencias drenadas o no-drenadas.

En las presas de tierra se puede requerir realizar análisis con diferentes niveles de agua y en el caso específico del descenso rápido del nivel del embalse.

MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud, es esencial para el análisis representativo de la estabilidad de sus condiciones reales; aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte, son los ensayos de laboratorio. No obstante, los valores de resistencia al cortante determinados en los ensayos de laboratorio, dependen de factores tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

Las envolventes de falla para suelos y rocas, generalmente no son lineales en un rango amplio de esfuerzos; por esta razón, los ensayos deben ser realizados en el rango de esfuerzos correspondientes a la situación de diseño. Por ejemplo, para los deslizamientos poco profundos, deben utilizarse esfuerzos normales (pequeños) y para fallas profundas, esfuerzos normales (mayores).

La diferencia entre la rata de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real, es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción de las cargas dinámicas, que son aplicadas en períodos muy cortos de tiempo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y éste varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Selección de las Muestras

La determinación precisa de las resistencias al cortante es esencial para un análisis de estabilidad de taludes; sin embargo, los valores obtenidos de la resistencia al cortante, dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis.

Una preocupación muy grande es el efecto de la alteración de la muestra sobre la resistencia al cortante. Muestras muy buenas pueden tener pérdidas de resistencia de hasta el 50% (Ladd y Lambe 1964; Clayton y Hight 1992). Además, las muestras deben ser obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo con las posibles superficies críticas de falla.

Las muestras para ensayo deben ser de excelente calidad, lo más representativas de la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible, a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes, para eliminar efectos de borde. Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas con material inalterado, lo más representativo posible del material “in situ”; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados, pueden estar relativamente inalteradas.

Generalmente, entre más grande sea la muestra, ésta podría ser de mejor calidad. El tamaño de la muestra es muy importante. En los suelos residuales, el tamaño de la muestra puede determinar el valor de la resistencia obtenida en el ensayo como puede observarse en la Figura 3.20. La dimensión mínima de la muestra que se va a ensayar, debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de la partícula contenido en ella.

Las muestras para ensayos triaxiales deben tener como mínimo siete centímetros de diámetro y para ensayos de corte directo, de seis a diez centímetros. El espesor mínimo de la muestra en un ensayo de corte directo, es de dos centímetros pero existen anillos de hasta 30 centímetros.

En el caso de los suelos con presencia de grava, la preparación de la muestra es difícil y puede ser no representativa, de la realidad de la resistencia al suelo en el sitio y en ocasiones, se deben realizar los ensayos con material de la matriz solamente.

De otro lado, la preparación de muestras de material muy frágil es difícil y en ocasiones existe la tendencia a utilizar para el ensayo, las partes más duras de la muestra, lo cual conduce a obtener parámetros de resistencia mayores a los reales.

Toma de Muestras y Ensayo de Suelos Granulares

La toma de muestras idalteradas de arena limpia es prácticamente imposible y rara vez se intenta en un proyecto de consultoría. Como alternativa, se utilizan ensayos de muestras alteradas con densidades relativamente iguales que las tomadas en campo o la suposición de los ángulos de fricción, de acuerdo con tablas en las cuales se correlaciona la resistencia con la densidad relativa o con el ensayo de penetración estándar SPT.

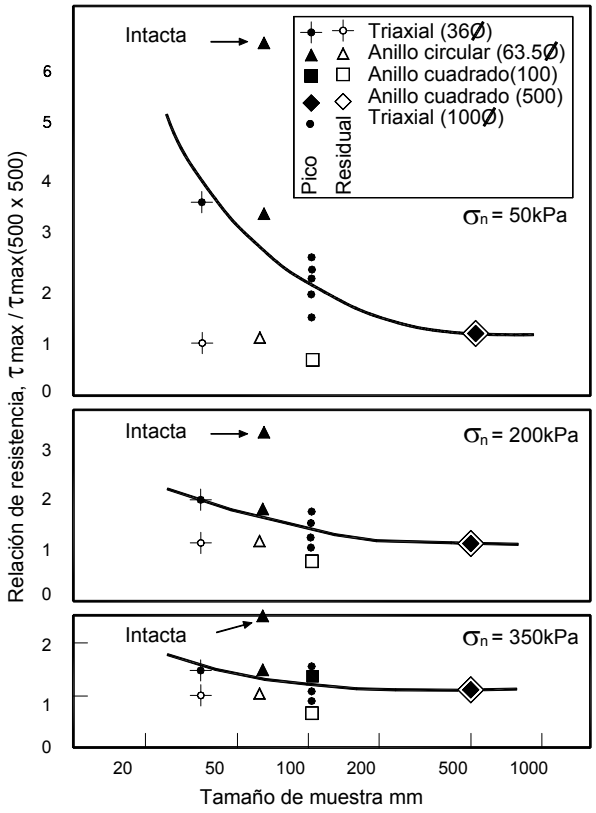


Figura 3.20 Efecto del tamaño de la muestra sobre la resistencia al cortante, de una lava basáltica meteorizada (Brenner y otros 1997).

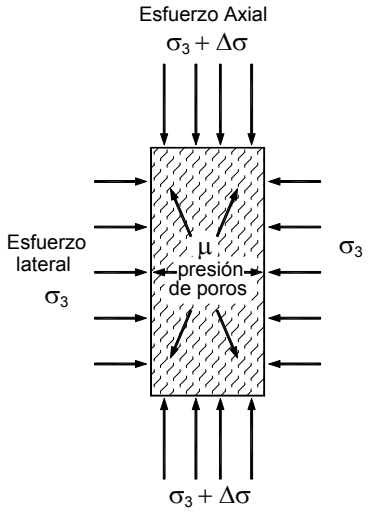


Figura 3.21 Esquema de un ensayo triaxial.

Otra forma de ensayo es el cálculo del ángulo de reposo. De acuerdo con Cornforth (2005), el sistema más utilizado es la correlación con el SPT.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante, se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes para el análisis de estabilidad de taludes, son los ensayos de compresión triaxial y de corte directo.

Ensayo Triaxial

En un ensayo triaxial se colocan cargas de confinamiento (σ_3) y cargas axiales (σ_1) tratando de simular las condiciones reales de esfuerzos en el suelo (Figura 3.21). Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y abajo de la muestra.

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos con gran variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y las características de deformación de las muestras.

Adicionalmente, el ensayo se puede realizar para medir características de consolidación y permeabilidad.

La celda se llena de un fluido especial, se le aplica una presión determinada al fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figuras 3.22 y 3.23). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas para que se pueda medir el cambio de volumen de agua. Alternativamente, si no se permite el drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se lograría obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado (Figura 3.24).

El comportamiento esfuerzo–deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial. La descripción detallada del procedimiento de ensayo y medición de presión de poros se presenta en los manuales de laboratorio y en lostextos de mecánica de suelos (Bowles, 1986).

Pre-saturación de la muestra

Es muy importante en los ensayos triaxiales y en general en los ensayos de resistencia al cortante, garantizar que la muestra se encuentre saturada durante la totalidad del ensayo. Puede tomar entre 2 horas a un día, el proceso completo de saturación que a su vez, depende del tipo de suelo.

Debe asegurarse que el aire no se acumule entre la muestra y la membrana de caucho. Durante la saturación, se pueden requerir presiones de confinamiento que ayuden en el proceso, pero estas presiones se deben mantener a un nivel bajo para evitar la preconsolidación de la muestra.

Tipos de Ensayo Triaxial

Generalmente, existen cuatro formas de realizar el ensayo Triaxial así:

Ensayo inconfinado no-drenado

La muestra se coloca dentro de la cámara sin la membrana de caucho, para el ensayo triaxial. No se coloca presión de confinamiento pero la muestra debe encontrarse saturada (Figura 3.25). La rata de deformación generalmente se trabaja al 2% de la longitud axial de la muestra por minuto. Este ensayo sólo es posible realizarlo en suelos arcillosos y se obtiene la resistencia al cortante no-drenada inmediata (S_u). No es posible realizar el ensayo en arcillas fisuradas o con cohesión muy baja.

Ensayo no consolidado, no-drenado o ensayo rápido

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador (Figura 3.26). Este ensayo se utiliza para modelar el caso de un terraplén o una carga colocada rápidamente, sobre un manto de arcilla saturada de muy baja permeabilidad.

El ensayo se realiza a una rata de deformación relativamente rápida. Generalmente, se utiliza una presión de confinamiento igual a la presión geoestática que actúa sobre el suelo en el campo. Se le conoce como ensayo rápido.

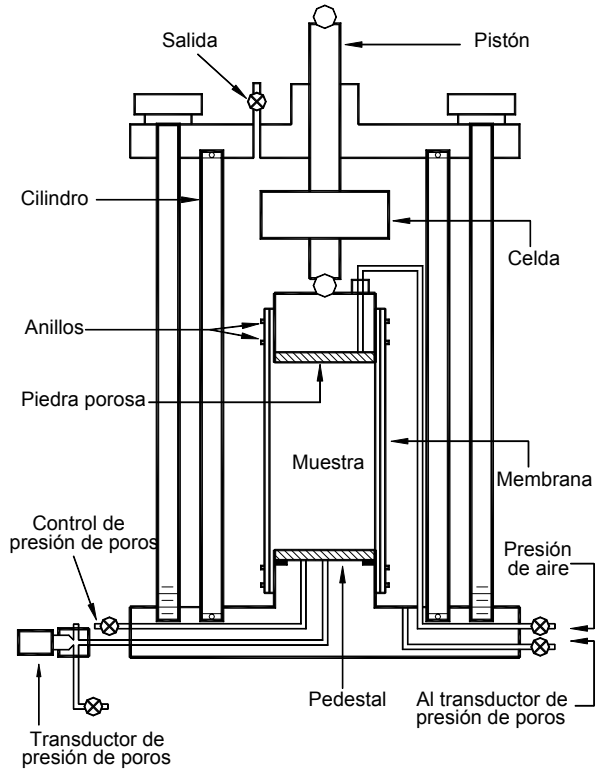


Figura 3.22 Detalle de la celda para el ensayo triaxial.

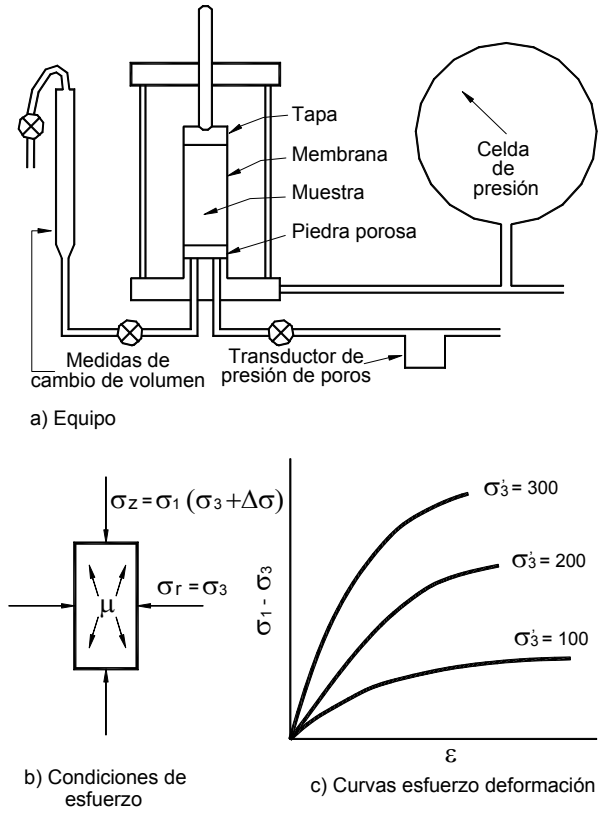


Figura 3.23 Diagrama del ensayo triaxial.

Ensayo consolidado no-drenado, con medición de presión de poros

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se no se permite durante la aplicación del esfuerzo desviador (Figura 3.27).

Los ensayos no-drenados deben realizarse a una rata que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Las lecturas se toman cada medio porcentaje de deformación o en forma continua. A este ensayo se le conoce como ensayo R.

Se emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud. Igualmente, para el análisis sísmico de terraplenes sobre suelos blandos.

Ensayo consolidado drenado

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros (Figura 3.28). Los ensayos drenados generalmente son preferidos para los ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso, que no sean superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento. Este ensayo se le conoce como ensayo S o ensayo lento.

En qué casos utilizar la resistencia no-drenada (UU) y la resistencia consolidada drenada (CD)

De acuerdo con el tipo de ensayo, se obtiene un valor diferente del ángulo de fricción. En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo no consolidado – no drenado, da los valores mínimos de φ (Winterkorn y Fang, 1991).

Las condiciones de resistencia no-drenada prevalecen inmediatamente después del cargue o descargue de arcillas blandas con muy baja permeabilidad. Por lo tanto, las arcillas poco consolidadas se comportan como si tuvieran un valor de $\phi = 0$, lo cual equivale a que la envolvente Mohr-Coulomb es horizontal.

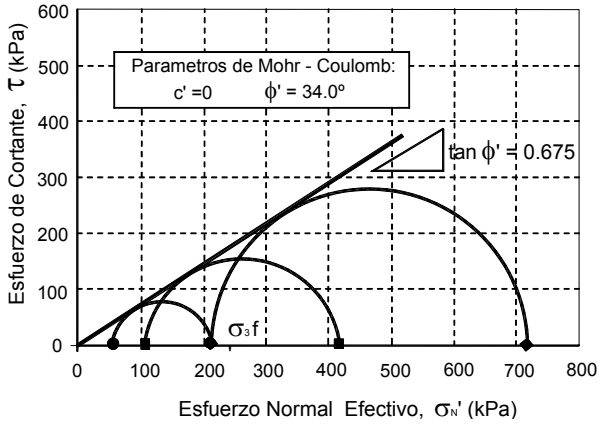


Figura 3.24 Círculos de Mohr y envolvente de falla de un ensayo Triaxial.

Este concepto de resistencia no-drenada debe ser utilizado para el análisis de estabilidad de problemas en suelos normalmente consolidados o poco sobre-consolidados. Sin embargo, si la relación de sobreconsolidación es mayor de 4, el suelo tiende a incrementar su volumen durante el corte con una disminución en la presión de poros; por lo tanto, en este caso, no se cumple la condición de resistencia no-drenada y se recomienda utilizar la resistencia consolidada drenada.

Variables del Ensayo Triaxial

Los resultados obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible, los cuales se mencionan a continuación:

- La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico.
- La respuesta de presión de poros al corte (ensayo no-drenado).
- La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- Las características de consolidación.
- La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.

Tamaño de la muestra

Para ensayar suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm, debido a que los diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo. Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2 – 1.

Consolidación antes del corte

La muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo con el tipo de ensayo que se realice. En los suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no-drenados, se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas.

Algunas Causas de Error en el Ensayo Triaxial

En la interpretación de los resultados de ensayos triaxiales se debe tener en cuenta las siguientes fuentes de error:

- Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a la sobreestimación de la resistencia al cortante.
- En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por el cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

Fell y Jeffery (1987) indica una serie de errores comunes que se cometen en el manejo del ensayo Triaxial.

Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos

La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de los esfuerzos menores; por ejemplo, para los esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300%. Por lo tanto, es importante que el ensayo triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado.

Saturación incompleta

Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total, debido a que por causa de la gravedad, es difícil obtener la saturación. El resultado, es un aumento en el valor de la resistencia de laboratorio (comparativamente con la resistencia real en campo) para el caso saturado.

Ensayo a una rata muy alta de deformación

Las ratas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado.

Ensayo Triaxial Cíclico o Ensayo de Licuación

El ensayo cíclico se ejecuta en una celda similar a la del ensayo triaxial a excepción de que la parte alta de la celda tiene un pistón más largo que puede transmitir cargas cíclicas sobre la parte superior de la muestra que se va a ensayar. El equipo tiene que aplicar una carga uniforme sinusoidal a una frecuencia entre 0.1 y 2 ciclos por segundo (Hz) (figura 3.29), para simular los esfuerzos inducidos por una onda sísmica.

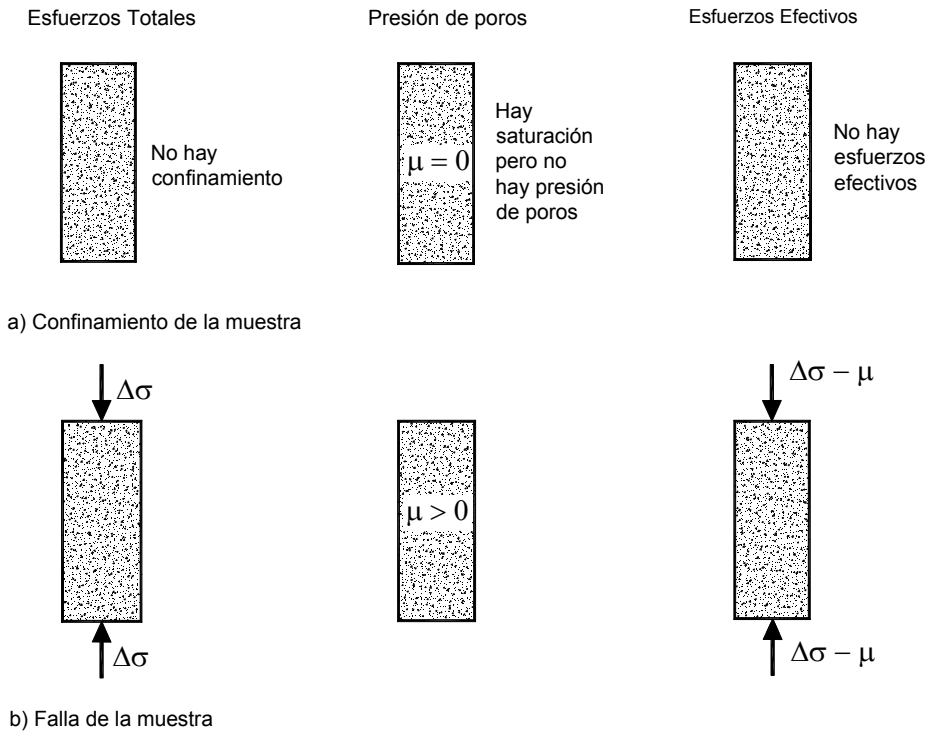


Figura 3.25 Ensayo inconfinado no-drenado.

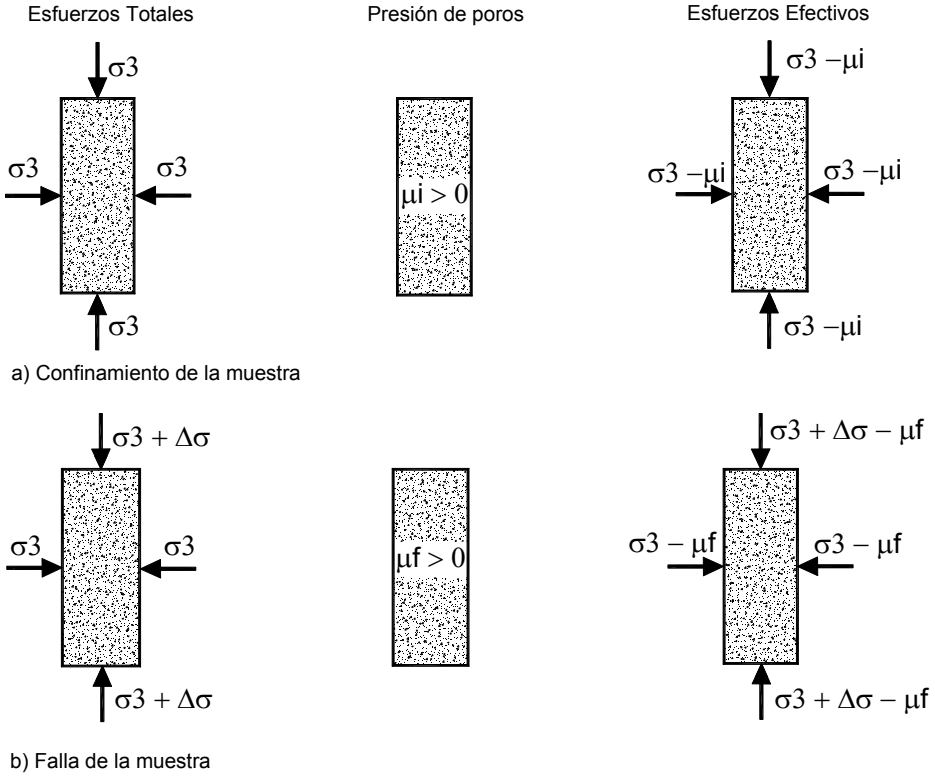


Figura 3.26 Ensayo no consolidado - no drenado- o ensayo rápido.

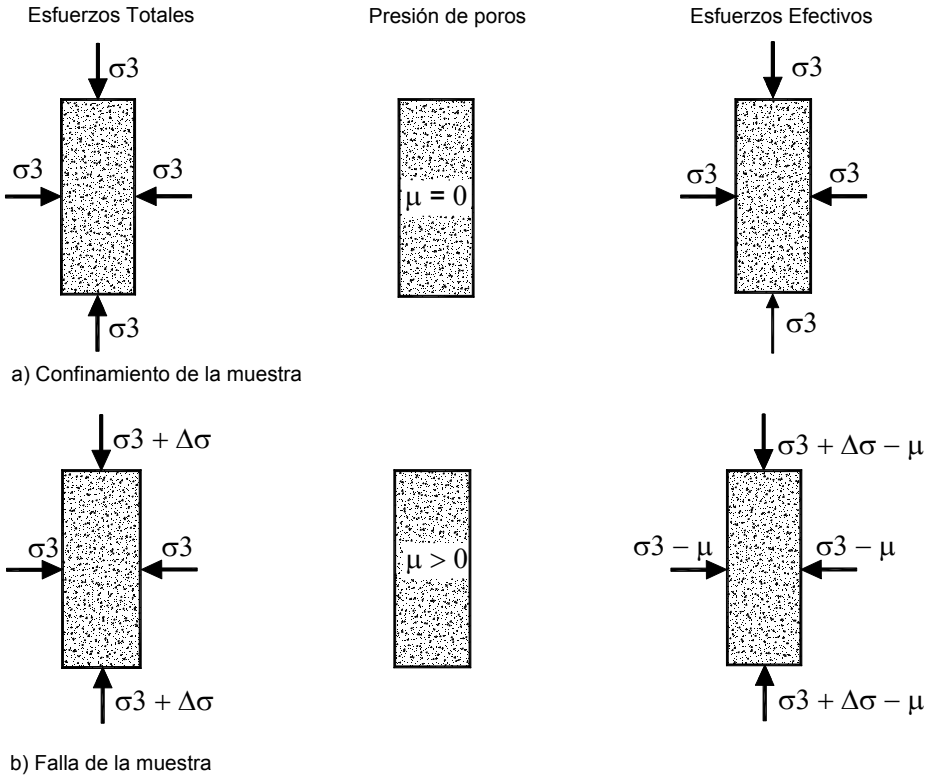


Figura 3.27 Ensayo consolidado no-drenado.

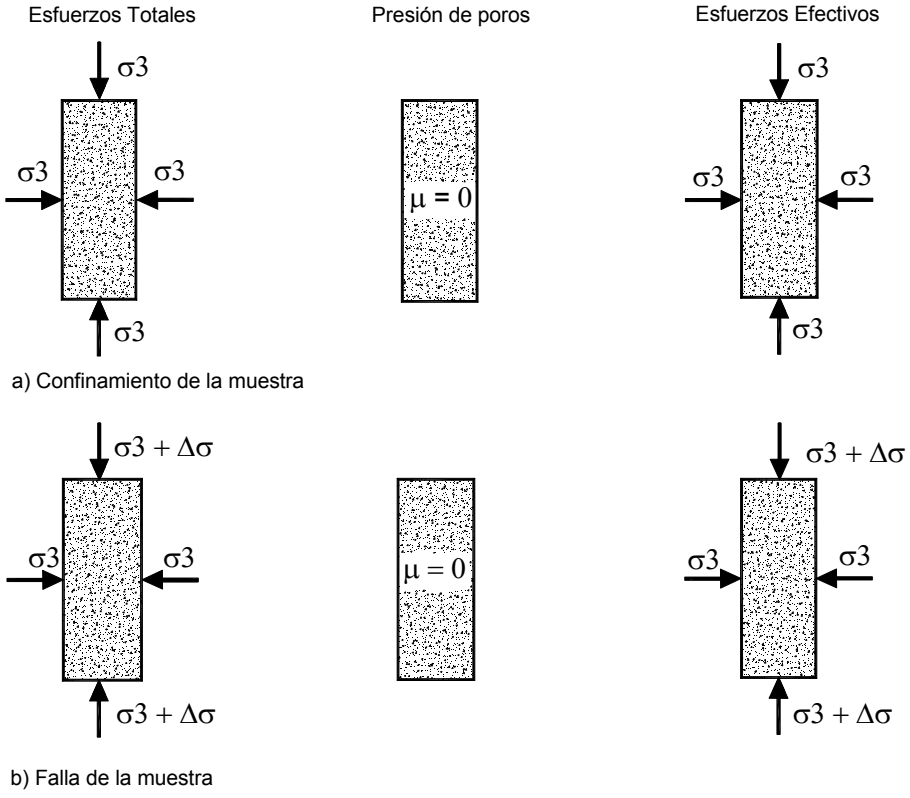


Figura 3.28 Ensayo consolidado drenado.

La frecuencia más común utilizada es de un ciclo por segundo. Las mediciones de carga axial se realizan mediante una celda electrónica y las presiones de poros se monitorean con un equipo de alta precisión capaz de medir variaciones de ± 0.25 PSI.

El objetivo principal de un programa de ensayo de triaxial cíclico, es poder determinar el potencial de licuación de los suelos. Después de realizar los ensayos cíclicos, se realiza un ensayo triaxial convencional no-drenado.

Ensayo de Corte Directo

En el ensayo de corte directo en caja, se coloca una muestra dentro de una caja de forma rectangular, cuadrada o circular, partida por la mitad. Para realizar el ensayo, una de las dos mitades se mueve con respecto a la otra mitad y el suelo se rompe a lo largo del plano entre los dos elementos de la caja. Es el ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos. Este ensayo es simple y económico de realizar, pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poros y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una gran cantidad de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad. El ensayo de corte directo es de uso obligatorio cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades. En este ensayo, la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una orientación explícita. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo; por esta razón, los valores de resistencia obtenidos, tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 3.30), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante (Figura 3.31). Las muestras no pueden saturarse completamente, pero se puede obtener un grado de saturación relativamente alto, sumergiendo la muestra en agua por un período largo de tiempo, antes del ensayo. No obstante, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

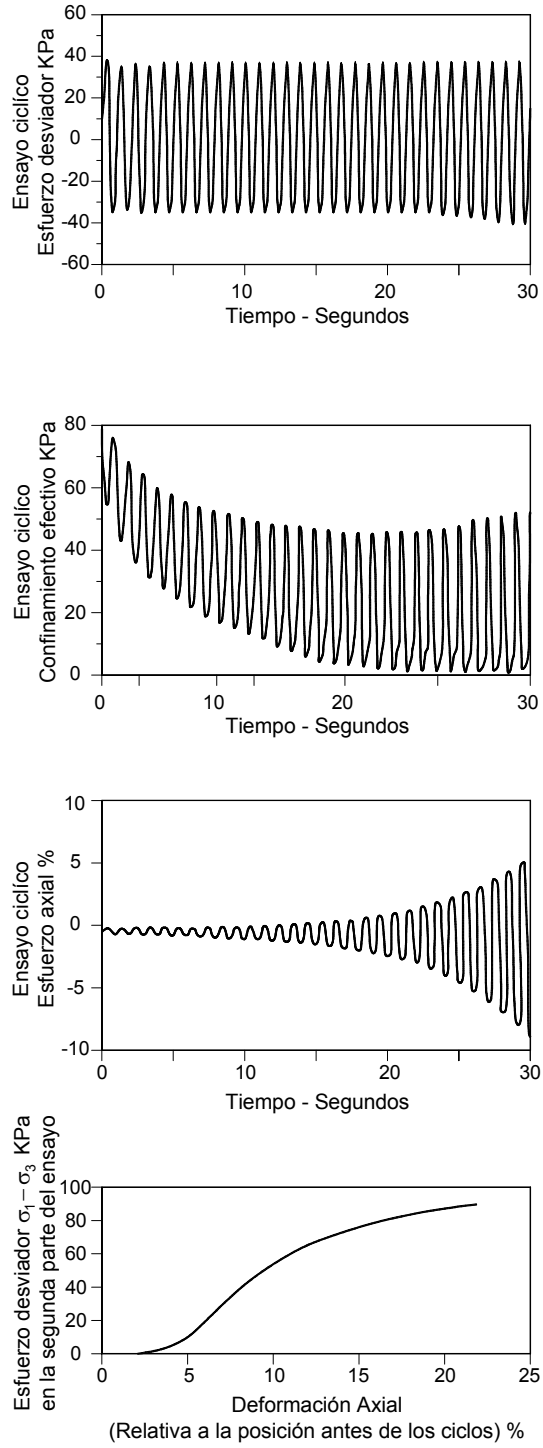


Figura 3.29 Datos típicos obtenidos de un ensayo triaxial cíclico (Cornforth, 2005).

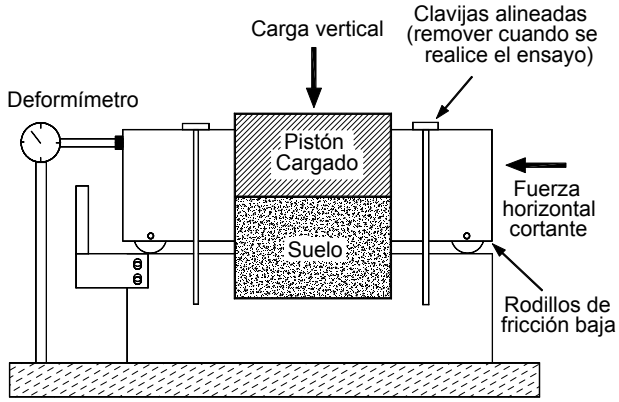


Figura 3.30 Detalle de la caja de ensayo de corte directo.

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual. Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente, los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 3.32). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo con un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada).

Los ensayos de esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo, son convenientes en el caso de que se requiera una rata de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos en la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa. El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual.

Rata de Corte

La rata de corte depende de las condiciones de drenaje para las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto, para la permeabilidad de la muestra. La naturaleza del ensayo de corte directo, por lo general, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no-drenada en un ensayo a una rata constante de corte; no obstante, en la práctica es posible seleccionar una rata de deformación tal, que la desviación con las condiciones reales no es significativa.

Head (1982) recomienda un tiempo de falla para un ensayo de corte drenado:

$$t_f = 12.70 t_{100}$$

Donde t_{100} es el tiempo correspondiente al 100% de la consolidación primaria.

La Norma ASTM D 3080 recomienda:

$$t_f = 50 t_{50}$$

Donde t_{50} corresponde al 50% de la consolidación primaria.

Una vez determinado el t_f, la rata de corte puede ser estimada conociendo aproximadamente el desplazamiento horizontal para la resistencia pico. Para los suelos residuales de granito, Cheung y otros (1988) encontraron que no había diferencias en los parámetros de resistencia obtenidos para ratas de deformación entre 0.007 y 0.6 mm por minuto.

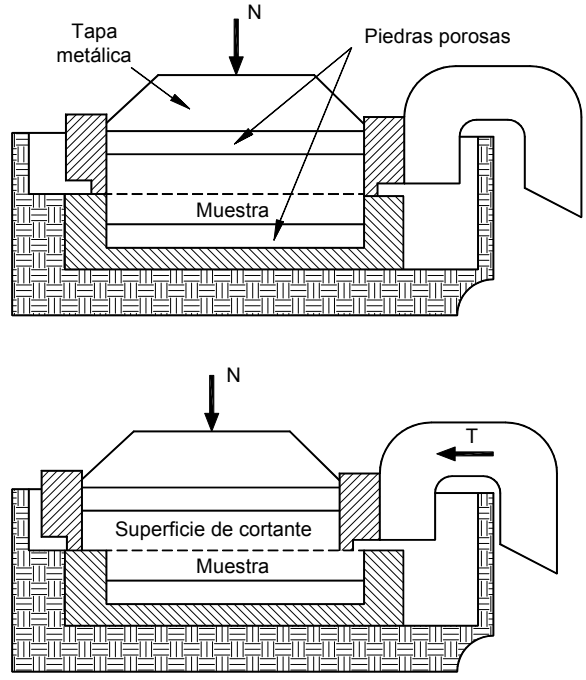


Figura 3.31 Movimiento de las dos mitades del ensayo de corte directo en caja. (Cornforth, 2005).

Una velocidad máxima de 0.08 mm/minuto se considera apropiada para ensayos drenados de suelos residuales.

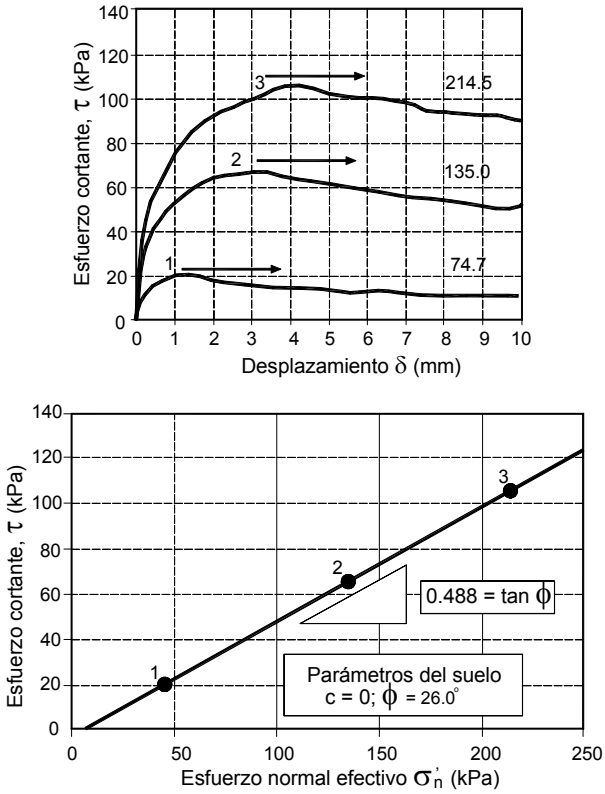


Figura 3.32 Esfuerzo de falla y envolvente en un ensayo de corte directo.

Cargas Normales

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno (Figura 3.33). Al menos deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla. En los suelos no cohesivos, la envolvente de falla generalmente pasa por el origen, pero con suelos relativamente cementados, debe haber un intercepto de cohesión.

Si este componente cohesivo es de importancia en la aplicación de la ingeniería que se va a analizar, se deben realizar ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones. Igualmente, es recomendable ensayar puntos adicionales en el rango de bajas presiones normales.

Densidad de la Muestra

Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible, la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo con la densidad del relleno.

Desplazamiento Máximo

En los ensayos con deformación controlada, generalmente se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es la realización de un ensayo que devuelva la muestra después de pasar por la resistencia pico.

Si no se requiere la obtención de la resistencia residual, se puede detener el ensayo después de pasar la resistencia pico, pero en ningún momento, menos de 10 mm. Si el suelo no muestra resistencia pico por tratarse de un material muy blando, es suficiente un desplazamiento de 15 mm.

Tamaño de la Muestra

Las cajas para corte son comúnmente cuadradas pero las hay también circulares. En las cajas cuadradas es más fácil tener en cuenta la reducción del área durante el ensayo. Las dimensiones típicas para la caja cuadrada son de 60 mm o 100 mm y en algunos casos, hasta 300 mm o más. En las cajas circulares, los tamaños comunes son de 50 y 75 mm. El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra (Cheung y otros, 1988).

De acuerdo con la Norma ASTM D3080, se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- El espesor de la muestra debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de los granos de suelo y no menos de 12.5 mm.

- El diámetro de la muestra (o ancho) debe ser al menos dos veces el espesor.

La especificación china para los ensayos geotécnicos recomienda un espesor de 4 a 8 veces el tamaño del grano y un diámetro de 8 a 12 veces el tamaño máximo del grano.

Cheung y otros (1988) encontraron que una muestra cuadrada de 100 mm y un espesor de 44 mm eran adecuados para ensayar un suelo residual de granito, donde el tamaño máximo del grano fuera de 8 mm. Al utilizar tamaños menores, las curvas esfuerzo-deformación eran irregulares.

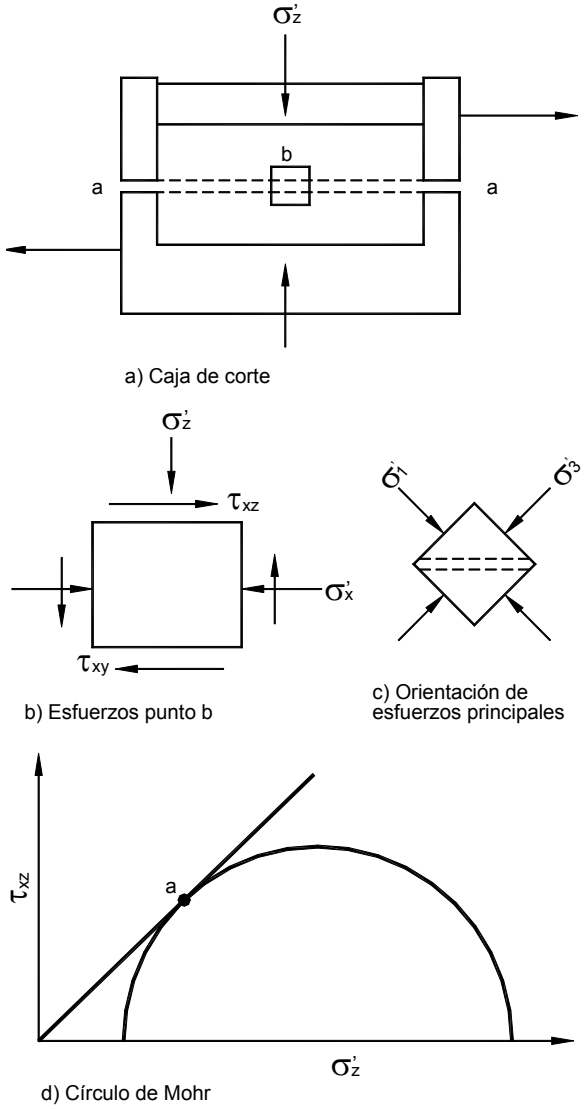


Figura 3.33 Diagrama del ensayo de corte directo.

El tamaño de la muestra es muy importante para el ensayo de los suelos residuales. Por ejemplo, Garga (1988) encontró que para un suelo residual de basalto denso fisurado, si se utilizaba una caja de 500 mm por 500 mm y una altura de 290 mm, la resistencia era 1.5 a 3 veces menor que en un ensayo Triaxial de 36 mm de diámetro, en el rango de esfuerzos entre 50 y 350 kPa.

Ensayo de Corte Directo en Anillo

Este ensayo desarrollado por Bromhead, consiste en la colocación de un esfuerzo de cortante hasta la falla de una muestra de suelo en forma de anillo. La fuerza que se aplica consiste en un torque y el desplazamiento es circular (Figuras 3.34 y 3.35).

La mayor ventaja de este ensayo comparada con el ensayo tradicional de corte directo en caja, es que el movimiento de cortante es continuo hasta llegar a la condición residual.

Los ensayos en el anillo de corte de Bromhead, son recomendados porque el corte es continuo y no se requiere reversar la carga como ocurre en el ensayo de corte directo convencional. Esto permite una orientación más completa de las partículas a lo largo de la superficie de falla.

De esta forma se obtiene un valor más preciso de la resistencia residual. Los valores de resistencia residual obtenidos en este ensayo, coinciden muy bien con los obtenidos del retroanálisis de fallas reales.

Ensayo de Compresión Simple

El ensayo de compresión simple proviene de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2. (Figura 3.36) La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no-drenada de suelos cohesivos. Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es sólo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga.

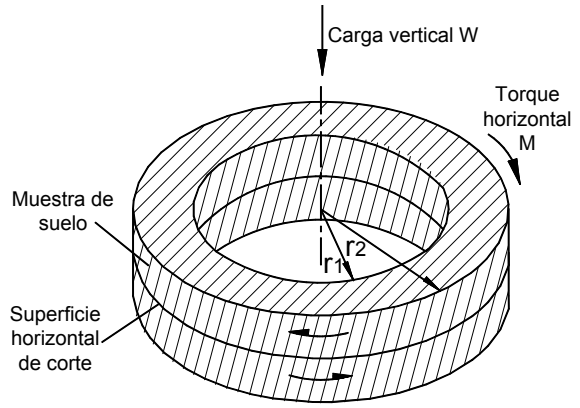


Figura 3.34 Esquema del ensayo de corte directo en anillo (Cornforth, 2005).

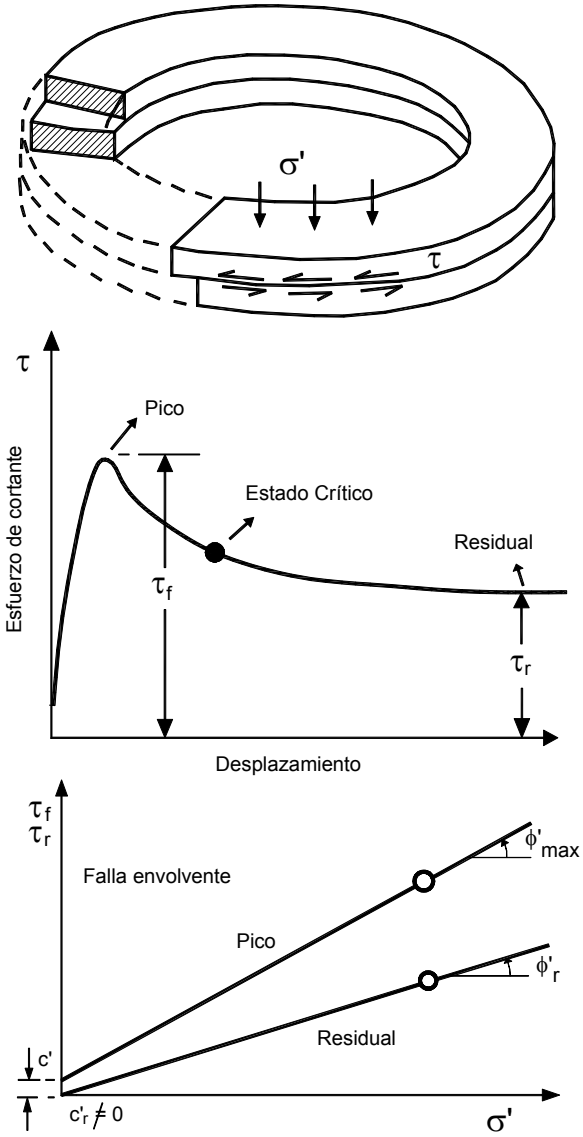


Figura 3.35 Resistencia residual obtenida en el ensayo de corte en el anillo de Bromhead.

Generalmente, el valor de la resistencia no-drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia inconfinada.

$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

En todos los casos, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizar como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio, debido a la incertidumbre asociada con el ensayo, el muestreo y su preparación.

Ensayo de Compresión Simple con Superficie Ancha Plana

En los deslizamientos es común que el ancho sea mayor que la profundidad. En estos casos, la falla ocurre por cortante en una superficie plana de deformaciones. Por esta razón, algunos autores (Cornforth, 2005) recomiendan realizar ensayos en superficies anchas y planas.

Aunque no existen equipos comercialmente disponibles para estos ensayos, algunos laboratorios de Estados Unidos e Inglaterra disponen de este equipo el cual fue desarrollado, inicialmente, por Bishop (figura 3.37).

Ensayo de Ángulo de Reposo

Los ensayos de ángulo de reposo consisten en la colocación del material seco con un embudo cónico que deja caer el suelo desde una altura aproximada de 10 cm. El ángulo que se forma entre el material granular y la horizontal, es el ángulo de reposo.

La medición se realiza después de que el suelo se ha deslizado sobre el talud del cono conformado en la caída del material.

Este ensayo se debe realizar entre 10 y 20 veces para poder precisar el ángulo de reposo promedio. El ensayo del ángulo de reposo también se puede realizar en campo para gravas y enrocado, colocando el material en forma suave con una volqueta y midiendo el ángulo que se forma con la horizontal.

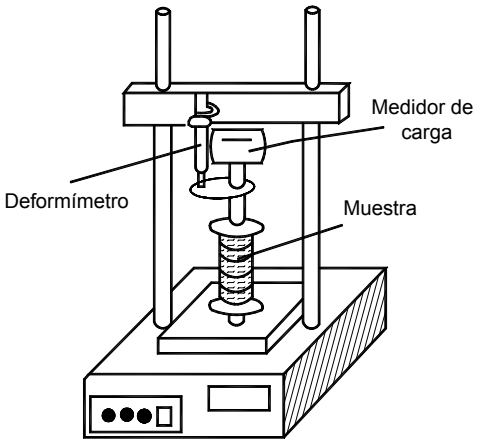


Figura 3.36 Ensayo de compresión simple.

Ensayos de Veleta

El ensayo de veleta se utiliza para medir la resistencia al cortante no-drenada, en arcillas muy blandas o blandas. Este ensayo se puede realizar en el laboratorio o en el campo (Figuras 3.38 y 3.39). En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2, está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7}\left(\frac{M}{\pi D^3}\right)$$

Donde:
M = Torque
D = Diámetro de la veleta

Generalmente, la aplicación de estos ensayos está limitada a los suelos saturados cohesivos en condiciones no-drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y la rotación de la veleta; no obstante, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia pico hasta de 300 kPa (Blight, 1969). Por ejemplo, una veleta de altura de 100 mm., diámetro de 50 mm., puede ser utilizada para resistencias de 50 a 70 kPa.

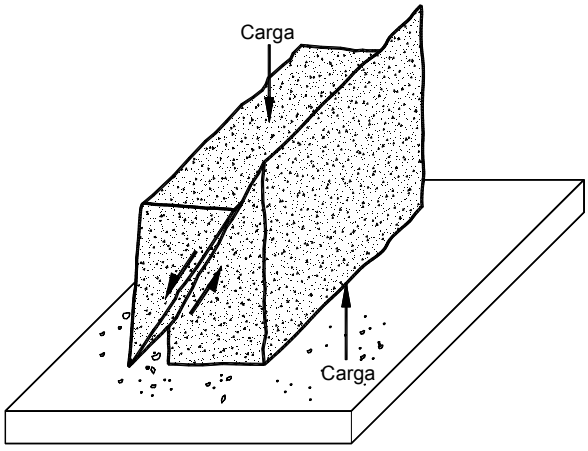


Figura 3.37 Esquema del ensayo de superficie ancha plana.

De acuerdo con Andresen (1981), éste es el menor tamaño posible para determinar la resistencia al cortante de arcillas blandas. Sin embargo, Blight y otros (1970) han utilizado una veleta de altura de 38 mm para obtener la resistencia de suelos residuales duros.

Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de las excavaciones pre-perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en los suelos residuales. Los ensayos de veleta son muy imprecisos y aunque existen fórmulas de corrección, sus resultados deben analizarse con prudencia; sin embargo, el ensayo de veleta utilizado conjuntamente con otros ensayos, puede ser una herramienta útil para el diseño.

Ensayo de Penetrómetro de Bolsillo

El penetrómetro manual o penetrómetro de bolsillo, es un pistón cargado por un resorte de ¼" de diámetro, que se entierra ¼" dentro de la superficie de una arcilla. Como la arcilla de acuerdo con su resistencia, soporta la penetración del pistón, se registra la resistencia al cortante no-drenada del suelo. Algunos penetrómetros están calibrados para la resistencia a la compresión inconfinada equivalente a dos veces la resistencia al cortante. La penetración tiene que darse suavemente y es más confiable en las arcillas medianamente duras. En las arcillas muy duras o frágiles, la penetración rompe el suelo y el resultado no es confiable. En las arcillas blandas no hay suficiente resistencia para que se registre en el medidor del penetrómetro.

Los penetrómetros de bolsillo pueden utilizarse tanto en el campo como en el laboratorio y se obtiene una medida relativamente "cruda" de la resistencia, dependiendo en buena parte de la forma como el operador realice el ensayo. Los datos del penetrómetro no son recomendables para cálculos de estabilidad, sino solamente, para describir los materiales.

Ensayo de "Torvane"

El torvane es una cabeza de forma circular con una serie de veletas organizadas radialmente alrededor de la circunferencia (figura 3.40). Las veletas del torvane se introducen dentro del suelo y se aplica un torque a través de un resorte calibrado hasta que la arcilla falla. La lectura muestra la resistencia al cortante no-drenada.

El torque debe aplicarse muy lentamente. El torvane generalmente, tiene dos cabezas diferentes, una para arcillas duras y otra para arcillas blandas. El torvane es más confiable para arcillas blandas que para arcillas duras, debido a que al penetrar las veletas, se puede romper la arcilla localmente.

ENSAYOS DE CAMPO (“In Situ”)

La utilización de ensayos “in situ” permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Hay una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia al cortante in situ, bien sea en forma directa o indirecta, a través de correlaciones empíricas o semiempíricas. Cuando se planea un programa de investigación que requiere la determinación de los parámetros de resistencia al cortante, se deben analizar los diversos equipos y sistemas disponibles y las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos, teniendo en cuenta las necesidades del diseño y cómo la confiabilidad de esos parámetros van a influenciar el comportamiento de los diseños.

Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales, por las siguientes razones:

- Se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento.
- El tamaño de la muestra de la masa de suelo es mayor y más representativo.

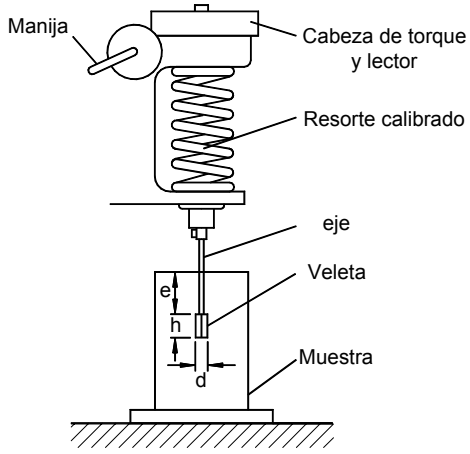


Figura 3.38 Esquema del ensayo de veleta de laboratorio (Cornforth, 2005).

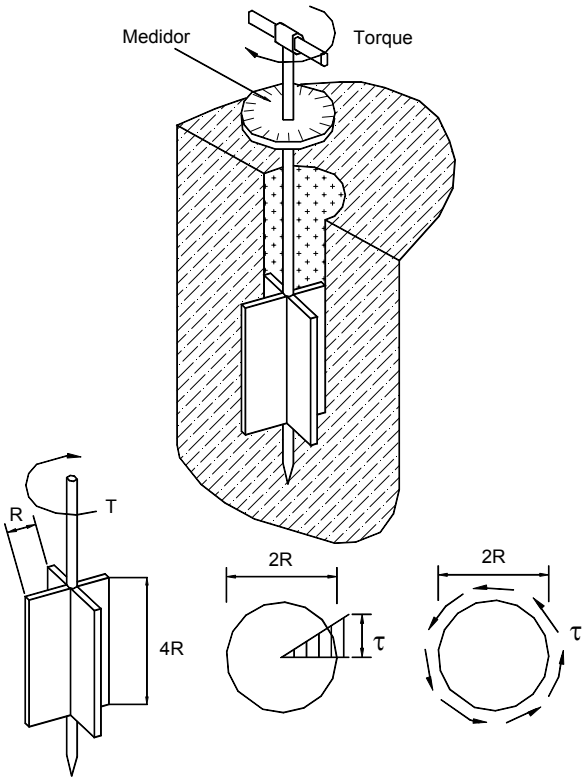


Figura 3.39 Detalle de un ensayo de veleta.

Ensayo de Corte Directo “In Situ”

Es un ensayo muy poco utilizado debido a su gran costo. La mayoría de los casos reportados en la literatura, se refieren a ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de corte directo de campo es particularmente útil para simular la condición de los esfuerzos que existen sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También, permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de las fallas poco profundas.

El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias pico y residual, tanto en los materiales intactos como en las discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo de corte directo “in situ”, generalmente se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor.

Los tipos de ensayo más utilizados se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Ensayos de resistencia "in Situ".

Ensayo	Observaciones y limitaciones
Corte directo en el campo	Se realiza generalmente en apiques poco profundos, consume mucho tiempo y es costoso.
Veleta	Recomendable para suelos finos solamente.
Corte en sondeo	El área de contacto es limitada y solo se recomienda para profundidades bajas.
Penetración estándar	Utilizado principalmente para suelos granulares y arcillas secas, duras.
Penetración de cono	Para suelos blandos o sueltos a densidad mediana, predominantemente suelos finos.
Presurómetro	Utilizado para todo tipo de suelos. Requiere de una excelente calidad del perímetro del sondeo. Es difícil de utilizar en suelos rocosos.

El tamaño de las muestras debe ser al menos 10 veces el tamaño máximo de la partícula. Tamaños típicos son 300 x 300 y 500 x 500 mm para suelos o roca meteorizada. La excavación del apique y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con especial cuidado para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez se excava el pedestal, debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad.

Si se desea realizar el ensayo a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (Rumbo y buzamiento) debe identificarse muy claramente antes de iniciar el tallado de la muestra.

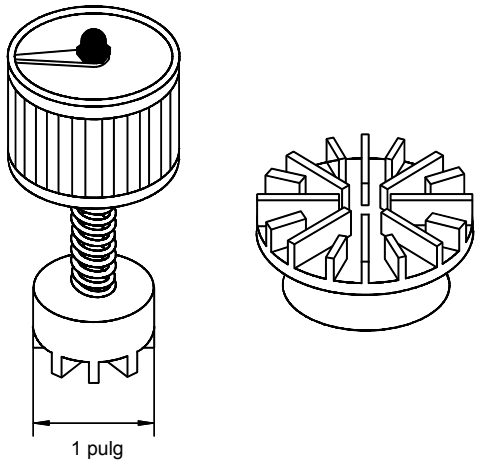


Figura 3.40 Esquema de un "torvane" (Cornforth, 2005).

El equipo para realizar el ensayo de corte directo en campo, consiste en pesos, apoyos y gatos hidráulicos. Durante el ensayo, el alineamiento de la carga vertical debe mantenerse a medida que avanza el desplazamiento de corte.

Ensayo de Penetración Estándar

En el ensayo de penetración estándar, se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg que cae de una altura de 750 mm (Figura 3.41). El número de golpes requerido para enterrar el tubo de 300 mm, se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna φ' para arenas (Peck y otros, 1974). También, se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad extraer el valor de φ' (Schmertmann, 1975).

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas. Stroud (1974) desarrolló una correlación muy útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas en el Reino Unido.

La relación de Stroud es la siguiente: $c_u = 5N$ kPa. Esta fórmula puede aplicarse en suelos residuales de Lutitas y en depósitos de arcillas no saturadas.

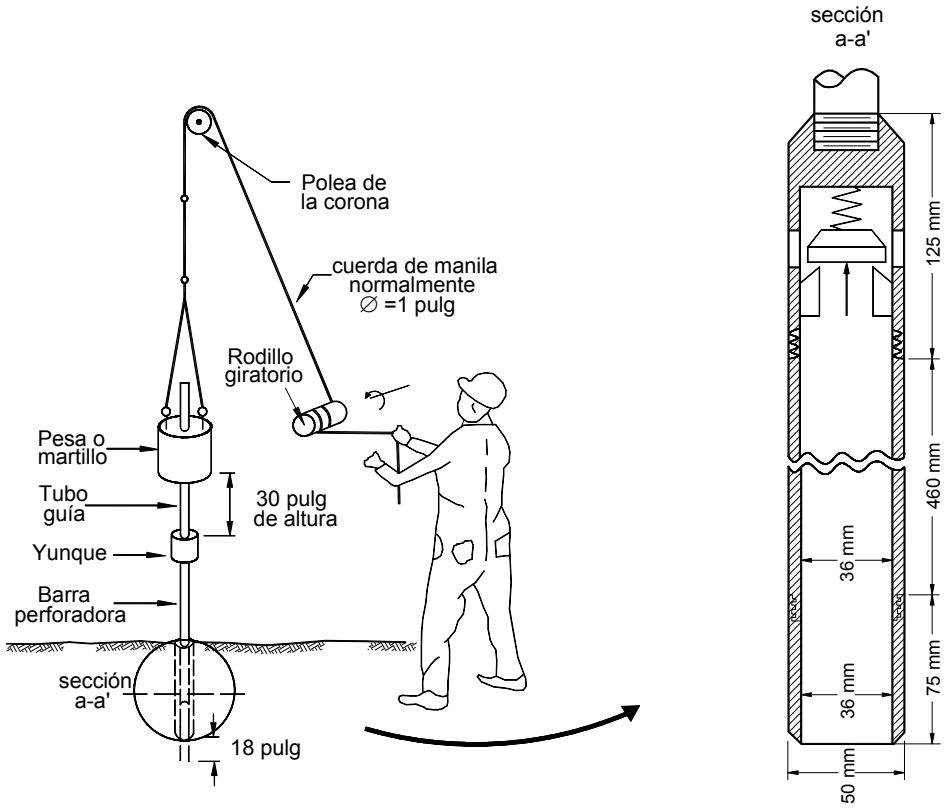


Figura 3.41 Ensayo de penetración estándar.

Esta correlación es utilizada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros. El ensayo de penetración estándar no es confiable para el análisis de la resistencia en arcillas saturadas.

Ensayo de Penetración de Cono

En el ensayo de cono se introduce un cono con un ángulo θ, utilizando una fuerza Q (Figuras 3.42 y 3.43). La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$q_c = \frac{KQ}{h^2}$$

Donde:

h = Altura del cono

K = Constante que depende de θ y de Q

Con el valor de la resistencia a la penetración del cono, se puede obtener el ángulo de fricción ϕ´ o la cohesión, para lo cual existen diferentes correlaciones.

La relación entre la resistencia no-drenada y la resistencia de cono puede darse mediante la siguiente expresión:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k^*}$$

Donde:

S_u = resistencia no-drenada al cortante

σ_v = presión geoestática a la profundidad de ensayo.

N_k^* = factor de cono (típicamente igual a 14 ± 5 para la mayoría de las arcillas)

La utilización del ensayo de cono en los suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. El equipo es muy vulnerable a romperse en suelos muy duros o en bloques de roca o aluvión. Igualmente, los resultados son en ocasiones erráticos con cambios bruscos relacionados con la presencia de bloques de roca.

Tabla 3.3 Fuentes de deterioro de la muestra en suelos cohesivos (Jamiolkowski y otros, 1985)

Condición	Detalle	Observaciones
Alivio de esfuerzos	Cambio de esfuerzos debido a la excavación o sondeo.	La reducción de presión por el sondeo puede causar deformaciones excesivas en extensión. La sobrepresión puede causar deformaciones de compresión.
	Remoción del esfuerzo cortante in situ.	El resultado es el de unas deformaciones generalmente pequeñas.
	Reducción del esfuerzo de confinamiento	Expansión de gas (burbujas).
Técnicas de muestreo	Geometría de la muestra: diámetro, longitud, relación de áreas, efecto de los accesorios, pistones, tubos, etc.	Estas variables afectan el radio de recuperación, la adhesión a lo largo de las paredes de la muestra y el espesor de la zona remoldeada a lo largo del perímetro de las muestras.
	Método de avance.	Es mejor una presión continua que el hincado a golpe.
	Método de extracción.	Para disminuir el efecto de succión en la parte baja de la muestra, es conveniente utilizar un rompedor de vacíos.
Procedimientos de manejo	Transporte.	Utilice un sistema adecuado de empaque y transporte. Evite golpes, cambios en la temperatura, etc.
	Almacenamiento	Evite reacciones químicas, migración de agua debida al tiempo de almacenamiento, crecimiento de bacterias, cambios de volumen, etc.
	Extrucción y tallado	Minimice esfuerzos adicionales (hágalo con mucho cuidado).

Presurómetro

El ensayo del presurómetro también se utiliza con algunas modificaciones para obtener la resistencia al cortante y las relaciones Esfuerzo – Deformación (Wroth, 1984). El dilatómetro de cuchilla plana de Marchetti utiliza un elemento delgado de acero con un ángulo de 18º que se entierra en el suelo.

Luego se infla una membrana de acero flexible utilizando gas nitrogeno para determinar la deformabilidad del terreno. Pavlakis (1983), presentó resultados de muy buena correlación entre el presurómetro y los ensayos triaxiales no consolidados no-drenados.

DIFERENCIA ENTRE LA RESISTENCIAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Hay una gran cantidad de factores que influyen en la razón de la diferencia de resistencia en las muestras medidas en el laboratorio con respecto a la resistencia en campo (Skempton y Hutchinson, 1969); entre éstas, se encuentra la técnica del muestreo, orientación de la muestra, tamaño de muestra, rata de corte, ablandamiento después de remover la carga y la falla progresiva. Adicionalmente a los factores mencionados, la resistencia al cortante de un suelo depende también, del grado de saturación, que puede variar con el tiempo en campo.

Debido a las dificultades en el análisis de datos de ensayo de muestras no saturadas (generalmente en el laboratorio), éstas se saturan con el objeto de medir las resistencias mínimas de cortante.

Efecto de las Técnicas de Muestreo

El mejor sistema de toma de muestras es el de los bloques de gran diámetro; sin embargo, la obtención de este tipo de muestras es compleja y generalmente, las muestras se obtienen utilizando tubos Shelby o muestreadores de pared delgada con pistón.

Incluso, en el caso de que se obtengan muestras completamente inalteradas, el estado de esfuerzos de la muestra no corresponde al estado real en el campo.

Los cambios de humedad, relación de vacíos y estructuras durante el muestreo y manejo de las muestras, puede llevar a un estimativo pobre de la resistencia al cortante en el sitio. Jamiolkowski y otros (1985) presentan una descripción de las fuentes de alteración de las muestras en suelos cohesivos (Tabla 3.3).

Anisotropía en la Orientación de la Muestra

La orientación de las muestras es un factor muy importante en la estabilidad de las laderas, debido a que generalmente, los estratos de suelo poseen discontinuidades o fisuras y las fallas ocurren a lo largo de estas discontinuidades o juntas heredadas y este factor es difícil para tener en cuenta en la realización de los ensayos de laboratorio.

La mayoría de los depósitos de suelos naturales y materiales residuales poseen un comportamiento anisotrópico con relación a la resistencia, permeabilidad y otras propiedades.

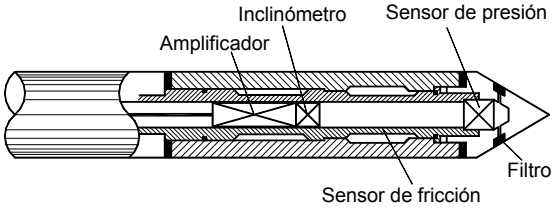


Figura 3.42 Detalle de un piezocono (Brenner 1997).

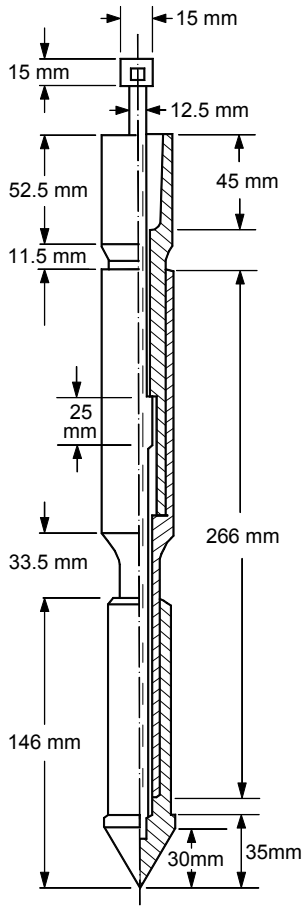


Figura 3.43 Dimensiones típicas de un cono.

Generalmente, los ensayos de laboratorio no tienen en cuenta esta anisotropía y se miden las resistencias sobre determinados planos.

Confiabilidad de los Ensayos de Laboratorio

Las predicciones de estabilidad basadas en resistencias de laboratorio pueden no ser confiables en muchos casos, debido a la dificultad de obtener muestras realmente representativas, la medición de presiones reales de poros, el efecto de la fisuración y la disminución gradual de resistencia con el tiempo, especialmente en arcillas sobre-consolidadas y en suelos residuales de lutitas.

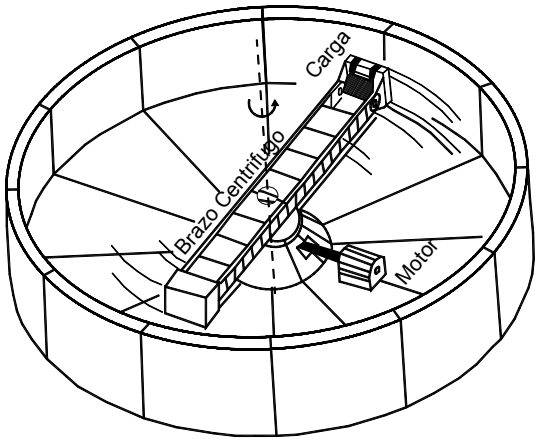


Figura 3.44 Vista general de un equipo de centrífuga.

MODELACIÓN CON CENTRÍFUGA

La centrífuga es un equipo que permite la modelación de los taludes y de otras estructuras geotécnicas. El equipo consiste en un brazo de gran diámetro que al girar a altas revoluciones genera una fuerza sobre la masa de suelo colocada en su extremo exterior (Figuras 3.44 y 3.45).

Como la fuerza centrífuga es aplicada sobre la masa, se pueden simular las fuerzas de gravedad y las fuerzas sísmicas sobre el modelo físico de suelo elaborado y colocado en la centrífuga.

La modelación con centrífuga a pequeña escala, es una de las técnicas más confiables para predecir el comportamiento de un talud de tamaño normal.

La principal ventaja del uso de la centrífuga es que se pueden simular, en pocas horas el comportamiento de un talud por un período largo de tiempo. En el ensayo de centrífuga se le coloca al modelo de talud una fuerza muy superior a la de la gravedad para generar deformaciones y falla del modelo y de esta forma, identificar y cuantificar los procesos de comportamiento y falla del talud (Figura 3.46).

El equipo de centrífuga permite colocar fuerzas estáticas y fuerzas dinámicas superiores a 100 veces la gravedad (100g) y simular la falla de un talud en una gran diversidad de condiciones (Figuras 3.47 y 3.48). Igualmente, se pueden simular cambios en los niveles de agua freática en el proceso de ensayo (Sahaphol y otros, 2006). La colocación de instrumentos de medida permite conocer las deformaciones, presiones de poros, etc. en el proceso de falla.

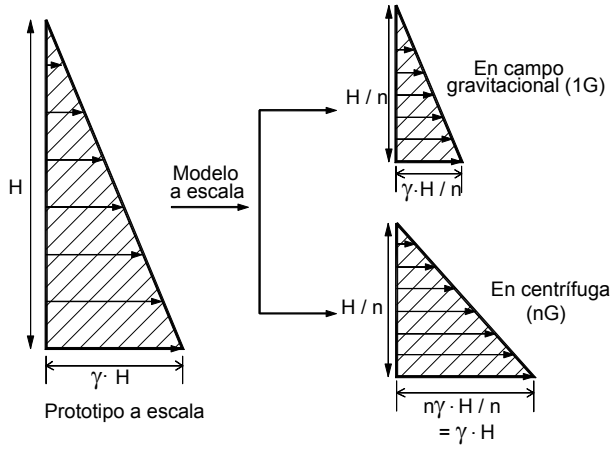


Figura 3.46 Diagrama esquemático de la comparación de los niveles de esfuerzos con gravedad 1G (Prototipo) y con esfuerzos de N veces la gravedad (nG) (Sahaphol y otros, 2006).

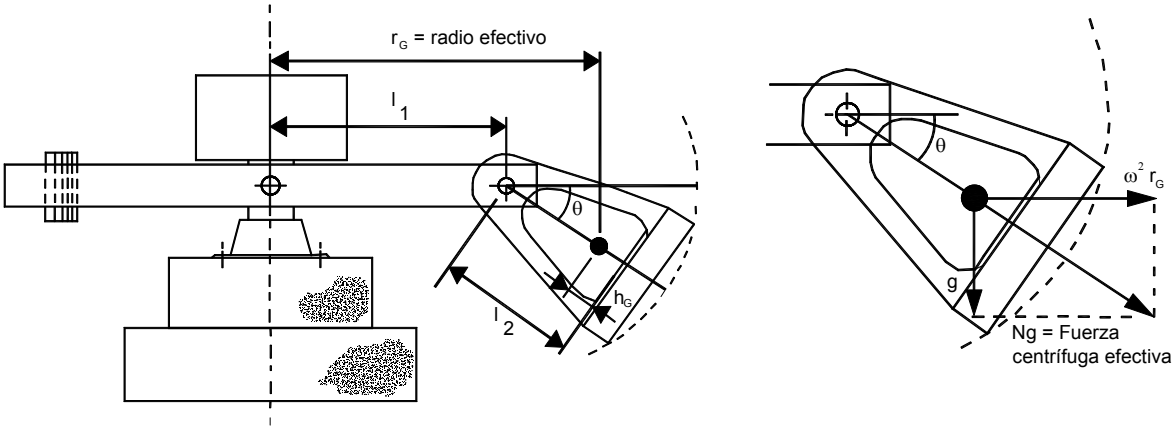


Figura 3.45 Esquema simplificado del ensayo de centrífuga.

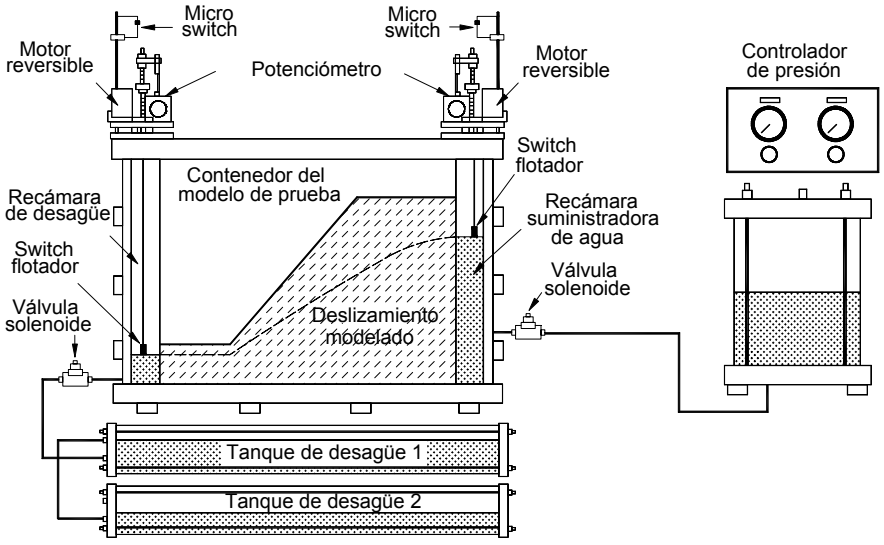


Figura 3.47 Simulación de cambios en el nivel freático en un modelo de centrífuga (Sahaphol y otros, 2006).

RESISTENCIA DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Las arcillas, limos o arenas parcialmente saturadas, generalmente poseen presiones de poros negativas. En muchos casos, si no se tiene en cuenta el efecto de las presiones, los factores de seguridad podrían calcularse con valores por debajo de 1.0. En las zonas tropicales es muy común que los taludes estén (la mayor parte del año) en condiciones no saturadas y la resistencia adicional, debida a las tensiones negativas internas, es muy importante.

Medición de la Succión

La succión es una medida de la presión negativa y ésta puede medirse utilizando un tensiómetro. El tensiómetro es una punta porosa de cerámica conectada a un medidor de vacío. El sistema puede medir succiones hasta de 12 psi. Generalmente, las arcillas pueden desarrollar presiones negativas de poros que exceden el rango de esfuerzos de un tensiómetro. Para tensiones superiores, se puede utilizar un sensor de conductividad térmica que (para propósitos prácticos) puede medir hasta 30 psi. El problema con esta técnica es que se requiere un período largo de tiempo para que el sensor produzca una lectura estable. En general, los valores de succión son difíciles de obtener a un nivel comercial, debido a que se requieren técnicas relativamente sofisticadas.

Criterios de Falla para Suelos no Saturados

Para el análisis de falla en suelos no-saturados se utiliza la ecuación de Coulomb modificada por Fredlund (Fredlund y otros, 1978).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) tan\ \phi' + (u_a - u_w) tan\ \phi^b$$

Los círculos de esfuerzos a la falla pueden dibujarse sobre un diagrama (figura 3.49) ploteando $(\sigma_n - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ en el eje horizontal y τ en la ordenada. El término $(u_a - u_w)$ es la succión matricial y en la mayoría de las situaciones prácticas, la presión en el aire puede asumirse igual a cero (presión atmosférica).

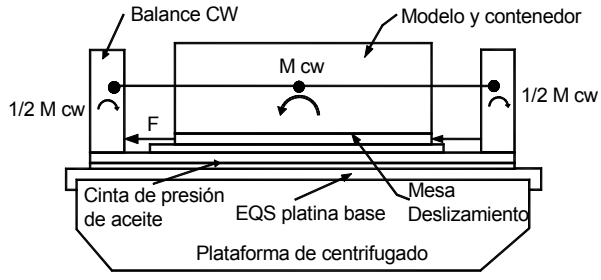


Figura 3.48 Simulador de sismos en un modelo de centrífuga.

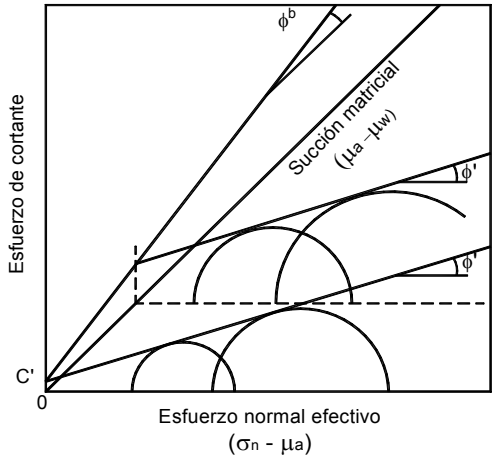


Figura 3.49. Círculos de Mohr para la falla de un suelo no saturado (Fredlund, 1987).

La ecuación de Fredlund puede visualizarse como un gráfico en dos dimensiones de τ contra (σ_n – u_a), con una tercera variable que es la succión matricial (u_a – u_w). El intercepto de la ordenada que según Fredlund, equivale a la cohesión, aumenta al aumentar la succión matricial (figuras 3.50 y 3.51).

En los cálculos de estabilidad el suelo no saturado puede tratarse de una manera similar a la del suelo saturado colocándole como valor de cohesión el intercepto e incluyendo el efecto de las tensiones negativas.

La principal dificultad es el análisis donde las tensiones o presiones negativas son variables con el cambio en las condiciones de humedad y el contenido del agua, depende de la infiltración y de las lluvias. Este proceso puede modelarse utilizando programas de Software.

Medición de la Resistencia al Cortante no Saturada

Se pueden realizar ensayos de laboratorio específicos para suelos parcialmente saturados realizando algunas modificaciones en la celda del ensayo triaxial. En el pedestal inferior de la celda, se coloca un sistema para medir presiones negativas de agua y se realiza el ensayo de acuerdo con el sistema descrito por Fredlund (1987).

El ensayo se realiza en tres etapas y los valores de u_a y u_w se mantienen constantes en todo el ensayo o sea que los parámetros (u_a – u_w) y (σ3 – u_a) se mantienen constantes. La curva esfuerzo-deformación se obtiene hasta el valor pico (figura 3.52). Después de esta primera etapa, la muestra se descarga hasta cero y se coloca una nueva carga σ3 mayor; se obtiene nuevamente la curva esfuerzo-deformación, se descarga y el proceso se repite nuevamente para otro σ3 mayor.

Este ensayo equivale a probar una muestra tres veces con tres valores diferentes de carga de presión de confinamiento. Se observa que el esfuerzo desviador se incrementa al aumentar (u_a – u_w) en las tres etapas del ensayo mientras (σ3 – u_a) se mantiene constante. Se supone que el ángulo de fricción φ' es constante en el ensayo de las tres etapas.

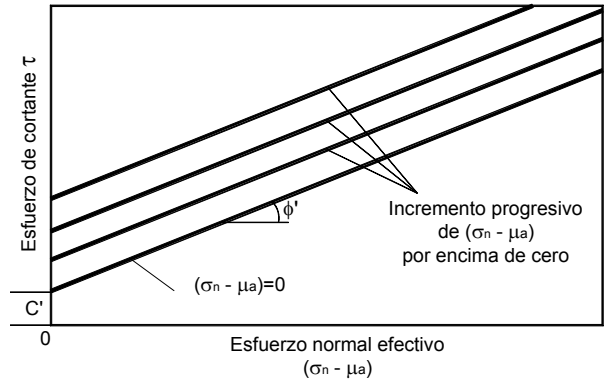


Figura 3.50 Superficies de falla para un suelo no saturado vistas paralelamente al eje (u_a – u_w) (Fredlund, 1987).

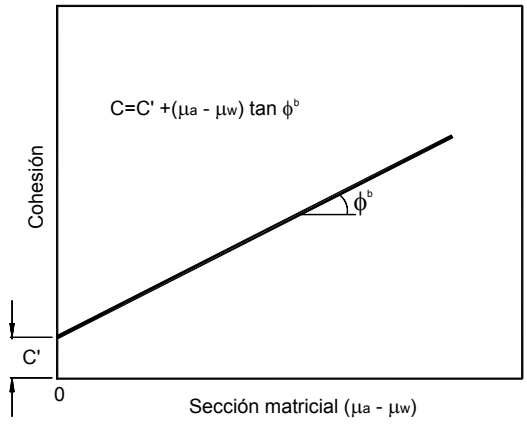


Figura 3.51 Valor de la cohesión contra succión matricial (u_a – u_w) correspondiente a (σ – u_a) igual a cero (Fredlund, 1987).

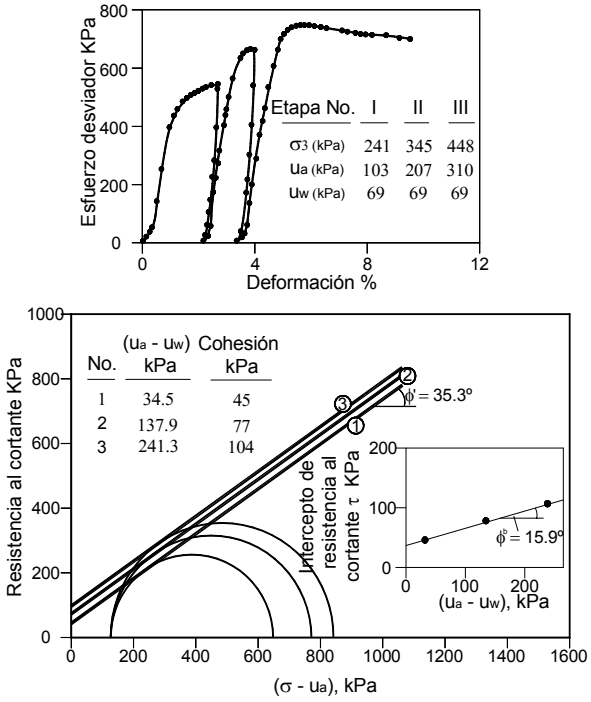


Figura 3.52 Ensayo triaxial de tres etapas en un suelo residual parcialmente saturado (Fredlund, 1987).

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS MINERALES

Los minerales masivos como el cuarzo, los Feldespatos y la calcita tienen altos valores de ϕr´ muy cercanos a los valores de ϕ' pico. Mientras, los minerales arcillosos muestran diferencias muy importantes entre ϕ' y ϕr´.

La mayor diferencia se ha encontrado en la Montmorillonita (Kenney, 1967), en la cual ϕr´ fue 10 grados menor que ϕ' pico. La relación entre la composición mineralógica y ϕr´ hace posible correlacionar este valor con el índice de plasticidad (Lupini y otros, 1981 y Mesri y Cepeda, 1986). En la figura 3.53 se muestran las resistencias al corte de algunos minerales

La densidad relativa. Para un determinado suelo, el valor de ϕ' aumenta al aumentar la densidad relativa (Wu, 1996). El ángulo de fricción interna ϕ' aumenta al aumentar la densidad. Para algunos materiales, se obtienen aumentos de ϕ_0 hasta de 15° desde su estado más suelto hasta su estado más denso. Cuando las densidades relativas son muy bajas (menores del 10%), las curvas esfuerzo-deformación presentan muy poca diferencia entre la resistencia pico y la resistencia residual. A medida que la densidad relativa aumenta, la diferencia entre la resistencia pico y la resistencia residual es mayor.

La distribución granulométrica. En los suelos bien gradados, las partículas más pequeñas llenan los espacios entre las partículas más grandes y esto permite una mayor resistencia al cortante (Duncan y Wright, 2005).

Si el suelo se encuentra bien gradado, el ángulo de fricción ϕ' es mayor que para el mismo tipo de suelo en estado mal gradado o uniforme, del mismo tamaño y forma de partículas.

La forma de las partículas. La resistencia al cortante de arenas y gravas también es afectada por la angulosidad o redondez de las partículas. Las partículas angulares producen resistencias mayores que las partículas redondeadas, especialmente a presiones bajas de confinamiento. Generalmente, los suelos angulosos tienen menores densidades, mayores compresibilidades e igualmente mayores resistencias que los suelos con partículas redondeadas.

La humedad. El efecto de la humedad es solamente de uno o dos grados (Lambe y Whitman, 1969, Holtz y Kovacs, 1981).

Los niveles de saturación. Cuando el suelo está parcialmente saturado, se generan tensiones capilares, las cuales se analizan como una cohesión aparente o aumento de la cohesión.

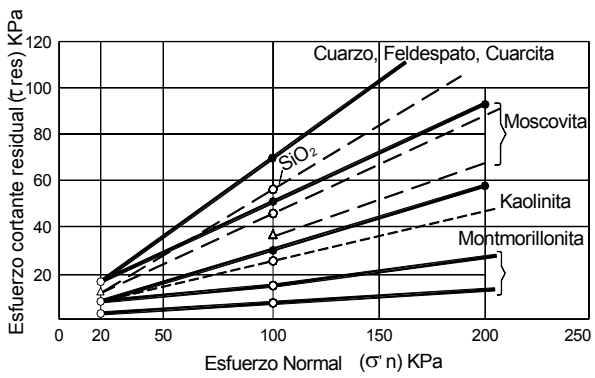


Figura 3.53 Resistencia al corte de diversos minerales.

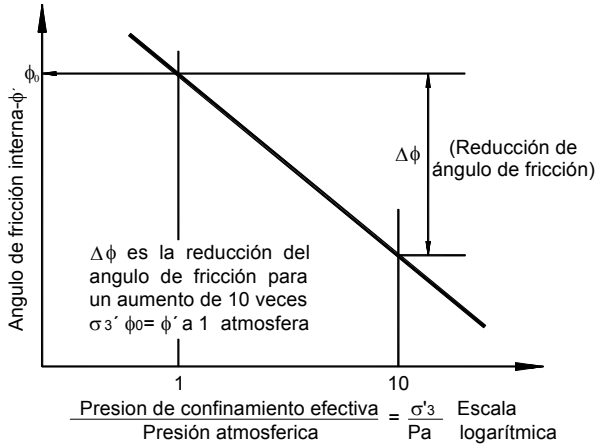


Figura 3.54 Efecto de la presión de confinamiento en el ángulo de fricción ϕ' (Duncan y Wright, 2005).

Esta cohesión permite en ocasiones taludes de alta pendiente en arenas húmedas, que pueden fallar al secarse o al saturase. Los suelos granulares saturados son especialmente peligrosos.

La presión de confinamiento. La envolvente de falla que es recta para las presiones bajas, tiende a ser curva al aumentar las presiones de confinamiento.

Aparentemente, las altas presiones de confinamiento causan rotura de los contactos entre los granos, lo cual da como resultado un menor ángulo de fricción (Figura 3.54). Es un factor particularmente importante en las arenas calcáreas (Datta y otros, 1982).

La mineralogía. La cantidad y mineralogía de los minerales de arcilla presentes, afectan la resistencia. Al aumentar la fracción arcillosa, el ángulo de fricción φ tiende a disminuir.

El tipo de ensayo. La resistencia también es afectada por el tipo de ensayo que se utilice para obtener los parámetros en el laboratorio. Becker y otros (1972), encontraron que el valor de ϕ' era mayor de 1° a 6° cuando se utilizaban ensayos de corte directo, que en los ensayos triaxiales drenados (Ladd, 1977).

El tamaño de la muestra. Los resultados de la resistencia al cortante de los suelos granulares también es afectado por el tamaño de la muestra en los ensayos. El diámetro de la muestra para los ensayos triaxiales, debe ser al menos de 6 veces el tamaño de la partícula más grande de suelo, a fin de evitar resultados erróneos (Duncan y Wright, 2005).

La dificultad para la toma de la muestra. No es posible obtener muestras inalteradas de suelos granulares naturales, excepto si se utilizan procedimientos exóticos como el congelamiento del suelo antes de la toma de la muestra.

Debido a la situación anterior, es muy común que la resistencia de los depósitos de suelos granulares se obtenga de ensayos de campo como el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de cono (CPT).

Curvatura de la Envolvente de Resistencia en Suelos Granulares

La envolvente de falla para un suelo granular generalmente no es recta sino curva (figura 3.55). Si se analizan los cuatro círculos de Mohr de la figura, se puede determinar cuatro valores de φ', uno para cada ensayo triaxial. A mayor presión de confinamiento, el ángulo de fricción ϕ' es menor (Tabla 3.4).

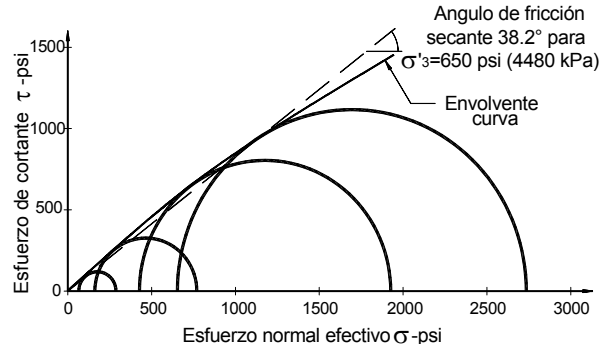


Figura 3.55 Círculo de Mohr para esfuerzos de cortante a la falla y envolvente de falla para ensayos triaxiales en el material de la presa Oroville (Marachi y otros, 1969).

Tabla 3.4. Esfuerzos de falla y ángulos de fricción para los cuatro ensayos triaxiales en el material correspondiente a la figura 3.55. (Duncan y Wright, 2005).

Ensayo	σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)	ϕ (grados)
1	210	1.330	46.8
2	970	5.200	43.4
3	2.900	13.200	39.8
4	4.480	19.100	38.2

La curvatura de la envolvente de falla y la disminución en el ángulo de fricción (a medida que aumenta la presión de confinamiento) se atribuye a que las partículas se rompen más fácilmente a mayores esfuerzos. Cuando las fuerzas son pequeñas, las partículas no se rompen en el momento de la falla y cuando las fuerzas son muy grandes, hay mayores posibilidades de rotura de las partículas. Como resultado de la rotura de las partículas durante la falla, las envolventes de falla no son rectas sino curvas.

Los valores de φ' se relacionan con las presiones de confinamiento de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\phi' = \phi_o - \Delta\phi \, log_{10} \frac{\sigma_3'}{P_a}$$

Donde:

ϕ' es el ángulo de fricción interna.

ϕ_0 = ángulo de fricción interna para σ'_3 = 1 atmósfera.

$\Delta\phi$ = es la reducción del ángulo de fricción para un aumento de 10 veces en la presión del confinamiento.

σ'_3 = presión de confinamiento.

P_a = presión atmosférica.

Es de gran importancia para los análisis de estabilidad de taludes determinar el valor de $\Delta\phi$; algunos programas de computador permiten la utilización de este parámetro en el cálculo de los factores de seguridad.

Una alternativa es utilizar el valor mínimo de ϕ', lo cual equivale a tener un factor de seguridad adicional. ϕ' es menor para las mayores presiones de confinamiento.

Importancia de las Condiciones de Drenaje

La resistencia al cortante de los suelos depende de las condiciones de drenaje. Generalmente, se supone que los suelos granulares son drenados. Sin embargo, si los suelos tienen más de 5 a 10% de finos (pasantes del tamiz No. 200), no es completamente válido suponer que el drenaje es libre. Por esta circunstancia, es muy importante conocer el porcentaje de finos y las condiciones de carga para que el análisis sea confiable.

En los suelos con contenidos altos de finos, las arenas drenan en forma lenta, especialmente si los depósitos son de gran espesor, y debe suponerse que se genera presión de poros en exceso cuando se coloca un terraplén sobre suelos granulares de gran espesor que contengan porcentajes altos de finos. Igualmente, en los eventos sísmicos se pueden generar presiones de poros y licuación tanto en las arenas como en gravas, debido a que la aplicación en la carga es muy rápida comparada con la velocidad del drenaje.

Las características de la resistencia de todos los tipos de material granular (arenas, gravas y enrocados) son muy similares. Generalmente, los suelos granulares son completamente drenados en el campo, debido a que sus permeabilidades son altas. Las partículas granulares no se adhieren la una a la otra y las envolventes de resistencia efectiva al cortante, pasan por el origen del diagrama de esfuerzos de Mohr.

Parámetros de Resistencia de Gravas y Arenas

La resistencia al cortante de los materiales granulares puede caracterizarse por la siguiente ecuación:

$$s = \sigma' \tan\phi'$$

Donde s es la resistencia al cortante, σ' es el esfuerzo normal efectivo sobre el plano de falla y ϕ' es el ángulo de fricción interna para esfuerzos efectivos. La medición de las resistencias drenadas permiten estimar el valor de ϕ'.

Los suelos no cohesivos como la grava, arena, y limos no plásticos, tienen una envolvente de falla que pasa por el origen; esto equivale a que c´ = 0. Los valores de ϕ' varían de 27 a 48 grados, dependiendo de varios factores (Tabla 3.5).

Tabla 3.5. Ángulo de fricción interna de algunos suelos granulares (adaptado de Hough, 1969 y Lambe y Whitman, 1969).

Descripción	Valores de ϕ en estado		
	Suelto	Medio	Denso
Limos no plásticos	26-30	28-32	30-34
Arena uniforme fina a media	26-30	30-34	32-36
Arena bien gradada	30-40	34-40	38-46
Arena y grava	32-36	36-42	40-48

Resistencia con base en SPT y CPT

En las figuras 3.56, 3.57 y 3.58 se presentan los gráficos que determinan el valor del ángulo de fricción interna para las arenas partiendo de los resultados de los ensayos SPT y CPT. En los suelos residuales se utilizan, con mucha frecuencia, correlaciones con el SPT pra obtener el ángulo de fricción debido a la imposibilidad o dificultad de obtener muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio. Las correlaciones se utilizan tanto en suelos granulares como arcillosos.

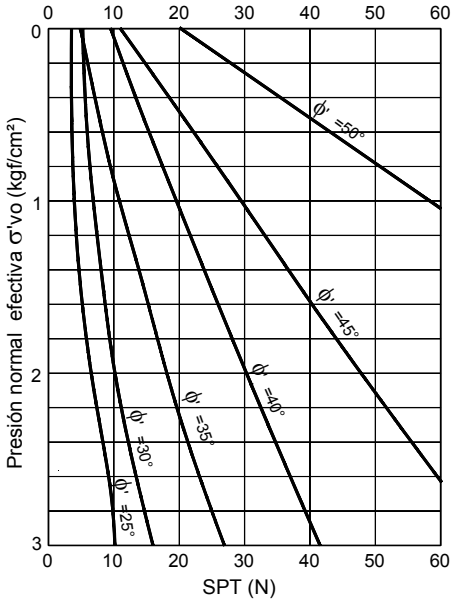


Figura 3.56 Relación entre la penetración estándar SPT, la presión geostática vertical y el ángulo de fricción ϕ' para arenas (DeMello, 1971 y Schmertmann, 1975).

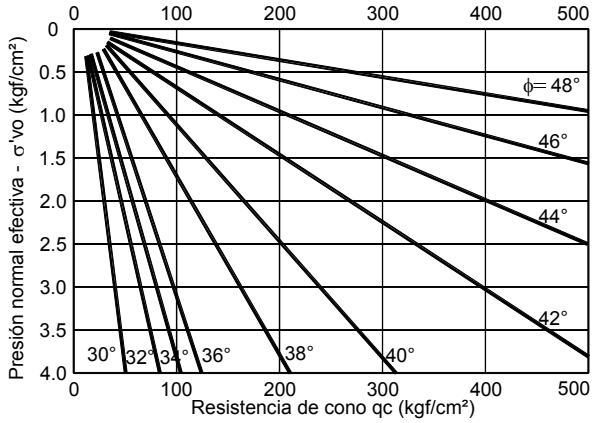


Figura 3.57 Relación entre la resistencia de cono CPT, la presión geostática vertical y el ángulo de fricción ϕ' para arenas (Robertson y Campanella, 1983).

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS LIMOS

Los limos tienen un comportamiento a la resistencia variable. En un extremo se comportan como arenas finas y en otro extremo se comportan como arcillas; por lo tanto, es importante diferenciar los limos no plásticos (los cuales se comportan como arena) de los limos plásticos que se comportan como arcillas.

Los limos no plásticos, aunque tienen un comportamiento similar al de las arenas, poseen una permeabilidad más baja, lo cual tiene gran influencia en su comportamiento. Es difícil determinar en los limos si el comportamiento es drenado o no-drenado, razón por la que se recomienda considerar las dos posibilidades.

Es muy difícil muestrear limos no plásticos, los cuales aunque no son sensitivos propiamente si se disturban muy fácilmente. Fleming y Duncan (1990) reportan pérdidas de resistencia hasta del 40% en los ensayos consolidados-no-drenados. Para los limos, el ensayo más común es el triaxial consolidado no-drenado.

En todos los casos, es importante que los diseños se hagan en forma conservadora (en el caso de los limos) debido a que su comportamiento real no es fácil de predecir.

Índice de Cohesión

Los suelos finos plásticos se comportan en forma diferente a los suelos finos no plásticos. Para tener en cuenta esta diferencia de comportamiento se ha propuesto (Cornforth, 2005) la clasificación de los suelos cohesivos utilizando el índice de cohesión.

$$\textit{Indice de cohesión } IC = \frac{IP \text{ (índice de plasticidad)}}{LP \text{ (límite plástico)}}$$

Si el índice de cohesión es igual a cero, se trata de un limo y las arcillas tienen un índice de cohesión mayor de 1. Si el índice de cohesión es, por ejemplo de 0.8, se supone que el suelo tiene un comportamiento principalmente arcilloso y si el índice de cohesión es de 0.2, se supone que el suelo tiene un comportamiento principalmente limoso.

Este parámetro permite diferenciar entre limos y arcillas. En la figura 3.59 se muestra una serie de curvas para diferenciar los limos de las arcillas con base en el índice de plasticidad y el límite plástico.

Las arcillas pueden diferenciarse entre duras y blandas. Sin embargo, no existe un criterio universalmente aceptado para definir los valores precisos de resistencia para el caso de las arcillas blandas y/o arcillas duras. Los limos son muy variables en lo relacionado con consistencia y no es común encontrar limos duros.

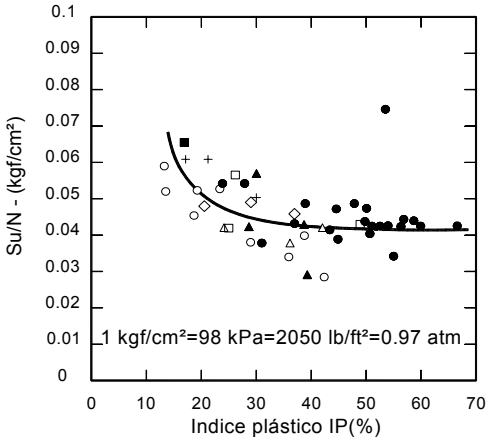


Figura 3.58 Relación entre la resistencia al cortante no-drenada, el número de golpes N de penetración estándar SPT y el índice plástico para arcillas (Terzaghi y otros, 1996).

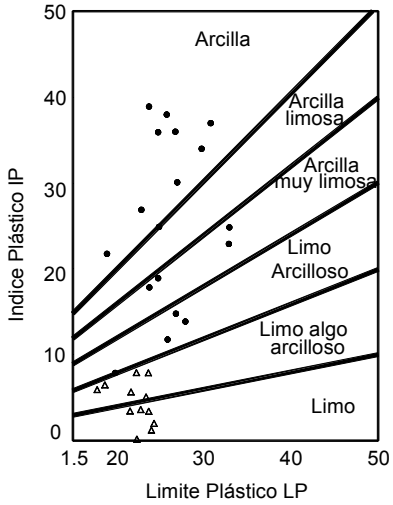


Figura 3.59 Ejemplo de diferenciación entre limos y arcillas que utiliza el índice de plasticidad y el límite plástico (índice de cohesión) (Cornforth, 2005).

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LAS ARCILLAS

El comportamiento de las arcillas en presencia del agua, es muy complejo y las arcillas están relacionadas con un gran porcentaje de los problemas de la estabilidad de taludes.

Las condiciones de drenaje. Debido a la baja permeabilidad de los suelos no granulares, las condiciones no-drenadas o parcialmente drenadas, son comunes.

Anisotropía de la resistencia. La anisotropía de la arcilla hace que la resistencia varíe con la orientación de la superficie de falla. Esta anisotropía puede ser inherente a la formación de la arcilla como también, inducida por el sistema de esfuerzos. Debido a esta anisotropía, la resistencia de la arcilla varía de punto a punto a lo largo de la superficie de falla (Figura 3.60).

Cambio de resistencia con el tiempo. La resistencia puede cambiar con el tiempo y es importante analizar tanto las condiciones a corto plazo como las condiciones a largo plazo.

Alteración durante el muestreo. La alteración durante el muestreo puede reducir notablemente la resistencia.

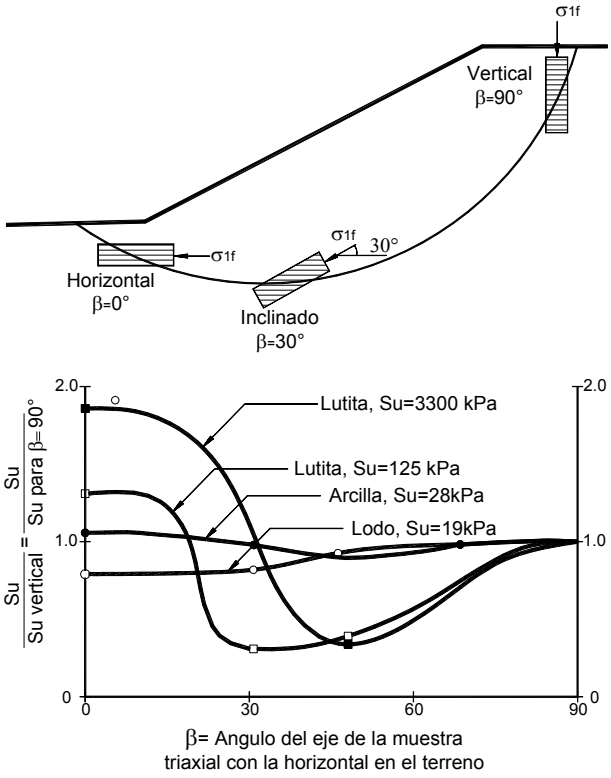


Figura 3.60 Efecto de la orientación de la superficie de falla y la anisotropía sobre la resistencia no-drenada de arcillas y lutitas (Duncan y Wright, 2005).

La sensitividad. La sensitividad se define como la relación entre la resistencia pico de un suelo inalterado a la resistencia pico del mismo suelo remoldeado a una misma humedad. Las arcillas muy sensitivas se les conoce como arcillas rápidas, las cuales se encuentran especialmente en los países Escandinavos y la parte norte de Norteamérica.

Las envolventes de fallas para arcillas sensitivas varían de forma sustancial en relación con las de los suelos arcillosos, sueltos saturados, debido a que la estructura se destruye poco después de iniciada la deformación, esto produce altas presiones de poros que disminuyen la resistencia en la envolvente de falla.

La fatiga. Otro problema importante en el análisis de la resistencia de las arcillas es la disminución de la resistencia (con el tiempo) relacionada con la fatiga (Creep). Como se observa en la figura 3.61, al mantener la carga durante un período largo de tiempo, la resistencia del suelo disminuye.

Arcillas Normalmente Consolidadas o Ligeramente Consolidadas

Un suelo arcilloso es considerado normalmente consolidado, si la presión de consolidación en el momento de la falla es igual o mayor que la presión de preconsolidación.

Cuando se realiza una serie de ensayos drenados en arcillas normalmente consolidadas, la envolvente de falla pasa por el origen o sea que $c' = 0$. Si se realizan ensayos consolidados no-drenados, se desarrolla presión de poros y como resultado, la resistencia al corte no-drenado $s_u = ½ (\sigma_1 - \sigma_3)$ será menor que la resistencia drenada.

Los ángulos de fricción pico para las arcillas normalmente consolidadas, se obtienen generalmente, utilizando los ensayos triaxiales, midiendo la presión de poros para determinar c' y ϕ' o realizando los ensayos de corte directo drenados.

En la tabla 3.7. se muestran los valores típicos de los ángulos de fricción pico, para las arcillas normalmente consolidadas.

Arcillas Sobreconsolidadas

La resistencia pico de una serie de ensayos sobre la arcillas sobreconsolidadas da un envolvente de falla con una cohesión relativamente alta. La envolvente de falla es una línea aproximadamente recta.

Los ensayos de laboratorio deben realizarse con presiones normales muy cercanas a las verdaderas, debido a que la experiencia muestra que la envolvente de falla, para la resistencia pico en arcillas sobreconsolidadas, es curva en la región de bajos esfuerzos y pasa por el origen.

Tabla 3.6 Valores típicos del ángulo de fricción pico ϕ' para arcillas normalmente consolidadas (Bjerrum y Simons, 1960)

Índice plástico	ϕ (grados)
10	33 ± 5
20	31 ± 5
30	29 ± 5
40	27 ± 5
60	24 ± 5
80	22 ± 5

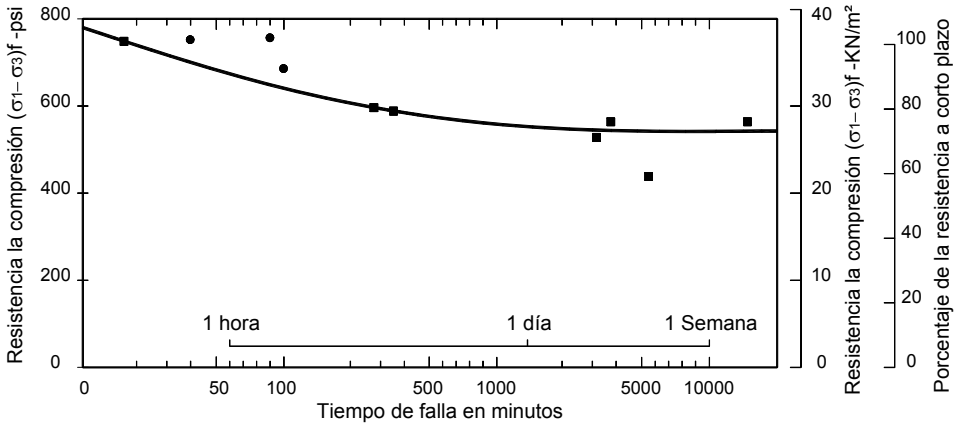


Figura 3.61 Pérdida de resistencia debido a la carga sostenida con el tiempo (Duncan y Wright, 2005).

Cuando se carga una arcilla sobreconsolidada en la condición drenada, la arcilla absorbe agua, lo cual produce un ablandamiento del material. En las arcillas sobreconsolidadas, al igual que en las lutitas blandas, las fisuras y otras discontinuidades tienen gran influencia en la resistencia.

Resistencia al Cortante de Arcillas Duras - Fisuradas

Las arcillas sobreconsolidadas son generalmente duras y con mucha frecuencia contienen gran cantidad de fisuras o grietas. A estas arcillas se les denomina "arcillas duras fisuradas".

Terzaghi (1936) anotó que la resistencia de las arcillas fisuradas en el campo, es muy inferior a la resistencia de ese mismo material en el laboratorio. Skempton (1985) y Bjerrum (1967) explican que esta diferencia en la resistencia, se debe al ablandamiento de las arcillas y su expansión con el tiempo y adicionalmente, a que las fisuras o grietas no están debidamente representadas en las muestras de laboratorio. Generalmente, el tamaño de la muestra es muy inferior al espaciamiento de las fisuras.

Como resultado, tanto la resistencia no-drenada como la resistencia drenada obtenida en el laboratorio, tienen valores demasiado altos comparados con las resistencias reales. Una forma utilizada por algunos autores para resolver el problema anteriormente mencionado, es remoldear y mezclar la arcilla, luego, consolidarla en el equipo de ensayos de corte directo y finalmente, ensayarla. La resistencia pico obtenida por este método generalmente es inferior a la resistencia real en el campo. Sin embargo, Bjerrum (1967) indica que aún así, las resistencias obtenidas son muy altas, y por lo tanto, no es recomendable utilizar estos valores para analizar la estabilidad de los taludes en el campo.

El método más recomendable de análisis es el de utilizar los valores de resistencia residual y no los de resistencia pico, los cuales se pueden obtener tanto en muestras inalteradas como en muestras remoldeadas.

Resistencia de Arcillas Residuales ("Clay Shales")

La mayoría de las arcillas residuales tienen problemas de resistencia al cortante. Se debe diferenciar entre las arcillas cementadas, y las arcillas residuales no cementadas, las cuales se tratan de desintegrar en los ciclos de humedecimiento y secado. Las arcillas residuales "problema" pueden identificarse de la siguiente forma:

- Observación de mantos blandos, bandas de cortante o superficies falladas.

- Ensayos mineralógicos para detectar presencia de Esmectita o Bentonita.

Tabla 3.7 Valores aproximados de compresión simple de suelos arcillosos (adaptado de Terzaghi y Peck, 1967).

Consistencia de la arcilla	Resistencia a la Compresión simple (tsf)	Detalles para identificación de campo
Muy blanda	0.25	Se sale entre los dedos al apretarla.
Blanda	0.25-0.5	Se moldea con presión suave de los dedos.
Media	0.5-1.0	Se moldea con presión fuerte de los dedos.
Dura	1.0-2.0	Se puede enterrar el pulgar.
Muy dura	2.0-4.0	Se puede enterrar la uña.
Extraordinariamente dura	>4.0	Muy difícil enterrar la uña.

RESISTENCIA AL CORTANTE DE SUELOS RESIDUALES Y SAPROLITOS

Los suelos residuales poseen un comportamiento complejo al cortante y es difícil obtener unos parámetros de resistencia que sean confiables para los análisis de estabilidad. Lo ideal es realizar ensayos de campo a escala grande, de tal forma que la escala del ensayo sea representativa de la del prototipo, o en su defecto, ejecutar un gran número de ensayos a pequeña escala en el campo y en el laboratorio. De los ensayos de campo, los más utilizados son el ensayo de penetración estándar, la penetración con cono y los ensayos de veleta, que utilizan diferentes formas para determinar la resistencia en planos diferentes. De los ensayos de laboratorio, los más comúnmente empleados son los triaxiales no consolidados no-drenados y los ensayos de corte directo.

A diferencia de los materiales homogéneos cuya resistencia se puede considerar como una propiedad del material, en un suelo residual o un saprolito, las propiedades de los materiales son diferentes de un sitio a otro, aún dentro del mismo nivel del perfil estratigráfico. Esta característica es muy acentuada en las formaciones residuales tropicales, donde el proceso de meteorización es intenso, heterogéneo y desigual. Los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos son diferentes para los diversos tipos de roca y dependen además, de la fracturación y meteorización (Figuras 3.62 y 3.63).

En las etapas iniciales de la meteorización se producen fragmentos de gran tamaño y en el proceso final, se producen arcillas; y entre estos dos extremos, se van a encontrar en un mismo manto, una composición de mezclas de diferentes tamaños de grano.

En los suelos residuales, generalmente predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

Efecto de las Discontinuidades

Debe tenerse en cuenta que aunque la resistencia obtenida en los ensayos es hasta cierto nivel determinada por la resistencia interna de la roca meteorizada o suelo residual, la estabilidad al deslizamiento puede depender de la resistencia a lo largo de las discontinuidades. Los ensayos en suelos residuales pueden presentar errores, debido a que la resistencia a lo largo del material intacto es superior a la resistencia de las discontinuidades; por esta razón, es muy importante que los ensayos

de resistencia al cortante en el laboratorio se realicen a lo largo de las discontinuidades, tanto en los suelos residuales como en los saprolitos y rocas. Aún en un suelo residual muy meteorizado, existen juntas o discontinuidades heredadas. Una solución a este problema es realizar una cantidad grande de ensayos y utilizar los valores más bajos obtenidos, los cuales generalmente, corresponden a la resistencia de las discontinuidades.

Blight (1969) muestra una comparación de las resistencias medidas de varias muestras de suelo en una lutita residual (Figura 3.64). El análisis de la información muestra las características dispersas de los resultados.

La comparación entre los diversos valores obtenidos, muestra la evidencia de que la resistencia real está enteramente controlada por las discontinuidades. Esta resistencia está representada por el límite menor de resistencia medido en los ensayos.

Otros análisis muestran que la resistencia medida de una muestra en un suelo duro fisurado como la arcilla de Londres, se vuelve menos realista al disminuir su tamaño. El tamaño de las muestras debe ser tal, que contengan varias veces la misma discontinuidad. Es evidente que la resistencia de un suelo duro fisurado puede ser sobreestimado por factores hasta de cinco, si se escoge una muestra pequeña para ensayo.

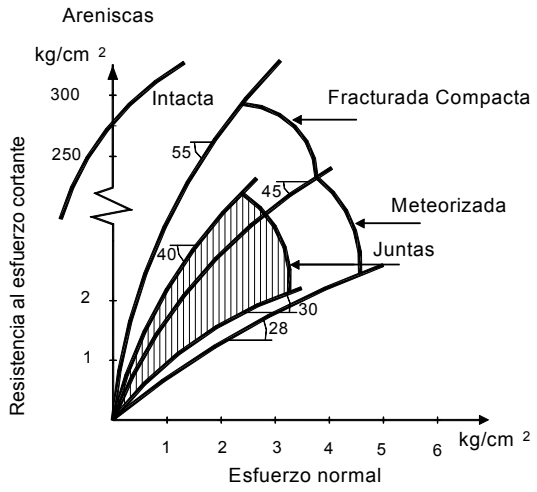


Figura 3.62 Angulo de fricción en materiales residuales de areniscas.

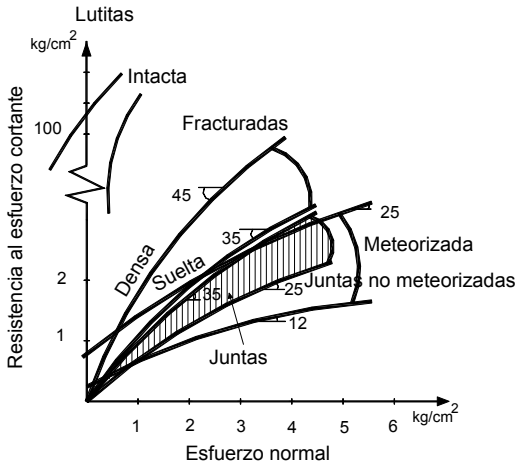


Figura 3.63 Ángulo de fricción en materiales residuales de lutitas.

Efecto de la Humedad

Adicionalmente, en los suelos residuales es común encontrar suelos parcialmente saturados, debido a que tienen alta porosidad y alta permeabilidad; allí pueden ocurrir cambios muy grandes de humedad entre las épocas seca y de lluvia. La resistencia al cortante en términos de esfuerzos totales es influenciada en forma muy importante por el contenido de agua (Foss 1977, O'Rourke y Crespo 1988).

RESISTENCIA AL CORTANTE DE MACIZOS DE ROCA

La resistencia al cortante de macizos rocosos se analiza asumiendo que la roca se comporta de acuerdo con Mohr-Coulomb. La roca puede ser intacta o fracturada.

Resistencia a la compresión simple. Para ensayos de roca intacta se utiliza comúnmente el ensayo de compresión simple o inconfinada, en el cual se obtiene un valor de la cementación o cohesión, aunque existen formas de determinar el ángulo de fricción y cohesión de las rocas. La compresión simple permite determinar la competencia de la roca.

La compresión uniaxial es quizás el ensayo más apropiado para la caracterización de las rocas ígneas intactas.

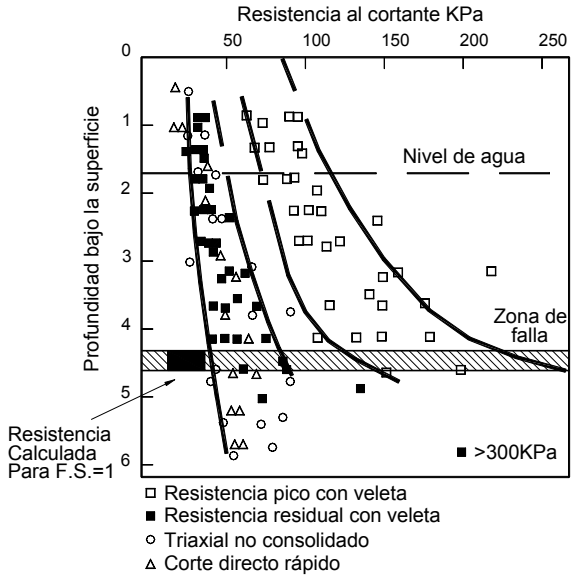


Figura 3.64 Resistencia de un suelo residual a varias profundidades en una lutita meteorizada (Blight, 1969).

Tabla 3.8 Competencia de la roca de acuerdo con el ensayo de compresión uniaxial.

Compresión uniaxial en N-mm^{-2}	Competencia de la roca
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Resistencia a la compresión triaxial. Como la resistencia al cortante de la roca intacta no es lineal, las características de resistencia dependen del nivel de fuerza normal y el ensayo triaxial tiene en cuenta ese efecto.

Resistencia al corte directo. La estabilidad de los taludes en roca fracturada o saprolito, depende generalmente de la resistencia a lo largo de las discontinuidades y por lo tanto, se deben hacer esfuerzos por ensayar muestras en las fracturas, juntas o planos de estratificación.

Tabla 3.9 Ángulos de fricción obtenidos en las rocas de Italia (Giani, 1992).

Roca	Grados
Basalto	40-42
Calcita	40-42
Arenisca compacta	34-36
Caliza dolomita	30-38
Esquisto filitico	26-36
Esquisto grafitoso	21-23
Yeso	34-35
Cuarcita micácea	38-40
Esquisto micáceo	28-30
Neiss	39-41
Lutita	28-39
Esquisto talco	20-30

Existen anillos de corte diseñados específicamente para determinar la resistencia a lo largo de las discontinuidades y se han desarrollado normas de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas para el ensayo sobre discontinuidades.

El ángulo de fricción de una fractura de roca puede ser determinado en el laboratorio utilizando un ensayo de corte directo. Los datos más confiables son los obtenidos con muestras que tienen superficie plana y poco irregular lo cual permite una fácil interpretación de los resultados. Cada muestra generalmente es ensayada tres o cuatro veces con cargas normales mayores. Hoek desarrolló un equipo de corte directo de laboratorio para determinar la resistencia de las discontinuidades (Hoek, 1983).

Para la correcta interpretación de los ensayos, es importante que se realice una descripción muy clara de la discontinuidad antes y después de la falla. Se sugiere tomar fotografías utilizando luz reflectora de bajo ángulo para enfatizar la aspereza y se debe indicar la naturaleza y mineralogía de las superficies y materiales dentro de la discontinuidad.

Condiciones de Resistencia

La resistencia al cortante de la roca depende de las condiciones geológicas.

De acuerdo con Wyllie y Norrish (1996) existen cinco condiciones así:

Fractura rellena
Si el relleno es de arcilla, el ángulo de fricción tiende a ser bajo pero puede existir alguna cohesión si el material es inalterado. Si el relleno es calcita u otro material cementado, la resistencia a la cohesión puede ser alta.

Fractura lisa
Una fractura lisa y limpia no posee cohesión y la fricción depende de las características de la superficie de la roca, siendo generalmente baja en rocas de grano fino y alta en rocas de grano grueso.

Fractura rugosa
La fractura rugosa limpia no tiene cohesión y la fricción posee dos componentes: Una debida a la aspereza (i) y otra, debida a la fricción propiamente dicha, la cual depende de la relación entre la resistencia de la roca y la presión normal. Al aumentar la presión normal, las asperezas son progresivamente cortadas y el ángulo de fricción disminuye.

Roca dura fracturada
En este caso, la superficie de corte queda parcialmente, en la roca relativamente intacta y en las discontinuidades; la envolvente al cortante posee una forma curva.

A presiones bajas de confinamiento los fragmentos de roca pueden moverse y rotar, presentándose una cohesión baja pero una fricción relativamente alta. A presiones normales altas los fragmentos de roca se pueden desmoronar y el ángulo de fricción disminuye. La forma de la envolvente de falla depende del grado de fracturación y de la resistencia de la roca intacta.

Roca intacta débil
Algunas rocas están compuestas por materiales débiles pero al no presentar fracturas, poseen una cohesión alta, similar a la de una roca dura fracturada.

En rocas, los ángulos de fricción pueden alcanzar valores de hasta 70° para las discontinuidades cerradas rugosas, pero pueden tener valores tan bajos como 5°, en juntas lisas, rellenas de arcilla. Al existir una fracturación demasiado extensiva, el valor de la fricción de la masa rocosa baja considerablemente. La cohesión de la roca intacta varía generalmente de 1 a 1.000 kg/cm^2, dependiendo de la calidad de la roca.

Aspereza

Los perfiles de aspereza son muy importantes, así éstos no se utilicen en los cálculos de estabilidad. La aspereza de las superficies de roca tiene un efecto significativo sobre el ángulo de fricción. Estas irregularidades de la superficie a las que se les llama "Asperitas", producen un entrelace entre las superficies de las fracturas que incrementa la resistencia al deslizamiento. Las Asperitas pueden ser consideradas, en su forma más simple como una serie de dientes de sierra. La resistencia al cortante puede considerarse:

$$\tau = \sigma' tan(\phi + i)$$

Donde i es la inclinación de los dientes de sierra, como se muestra en la figura 3.65, en la cual también se puede observar cómo las Asperitas pueden cortarse con una subsecuente reducción del ángulo de fricción a altos niveles de esfuerzo de compresión.

Una fractura rugosa que inicialmente tiene un ángulo de fricción $\phi + i$ conocida como resistencia pico, disminuye su ángulo de fricción a un ángulo de fricción residual. Cuando las paredes de la discontinuidad se encuentran inalteradas, el ángulo de fricción residual es igual al ángulo de fricción pico.

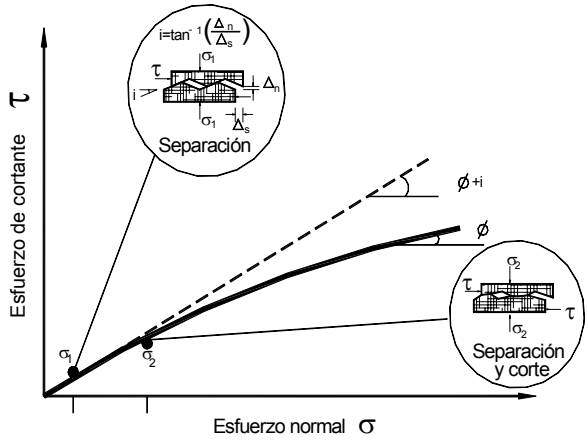


Figura 3.65 Efecto de la rugosidad en el ángulo de fricción.

El ángulo de fricción residual ϕ_r para la mayoría de las rocas, varía generalmente entre 25 y 30 grados. Cuando se mide el ángulo de la rugosidad, es necesario decidir cuál es la longitud de onda de las Asperitas.

Las asperitas con longitudes de onda de 50 a 100 milímetros, se les llama Asperitas secundarias y pueden tener un ángulo *i* tan alto como 20 o 30 grados. Con el aumento de la longitud de onda de las Asperitas, el ángulo *i* disminuye y es así como para una longitud de onda de 500 mm o mayor, conocidas como Asperitas de primer orden, el ángulo *i* es no mayor de 10 o 15 grados.

Generalmente, para los taludes no reforzados, la estabilidad debe analizarse considerando solamente las asperitas de primer orden; pero en los casos de rocas ancladas con tendones de acero o pernos, las asperitas de segundo orden van a contribuir en forma decisiva, a la resistencia al cortante del macizo rocoso.

Para cuantificar la relación entre el ángulo de fricción total ($\phi + i$), la resistencia de la roca y la presión normal, Barton (1976) definió la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma \tan\left[\phi + JRC \log_{10}\left(\frac{\sigma_j}{\sigma'}\right)\right]$$

Donde:

JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta (Figura 3.66)

σ_j = Resistencia a la compresión de la roca en la superficie de la fractura

σ' = Esfuerzo normal efectivo.

La rugosidad de la fractura *JRC* se puede obtener por medio de ensayos de corte directo. El término JRC log10 (σ_j / σ') equivale al ángulo *i*.

Cuando se tienen altos niveles de esfuerzos normales, este ángulo tiende a cero. La suma de $\phi + i$ no debe exceder de 70 grados y el rango de σ_j / σ' generalmente varía entre 3 y 100.

La ventaja de utilizar el criterio de Barton es la facilidad para determinar los parámetros que controlan la ecuación. Barton consideró que la resistencia al cortante de las discontinuidades es la suma de tres componentes:

- Un componente de fricción básico dado por ϕ_r.
- Un componente geométrico, controlado por la rugosidad JRC.
- Un componente de la falla de las asperitas, controlada por σ_j / σ'.

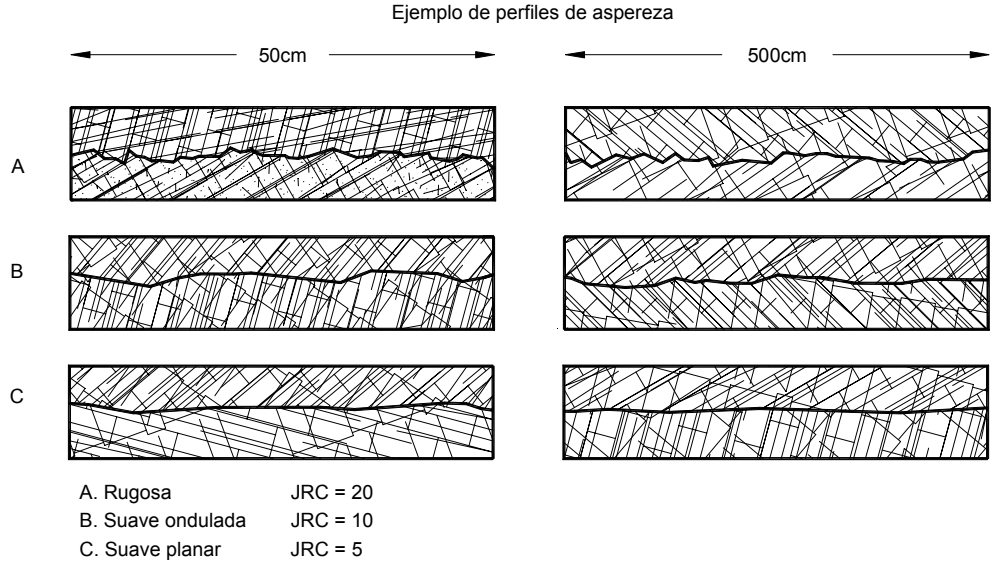


Figura 3.66 Coeficientes de rugosidad JRC (Barton 1976).

Relleno de las Fracturas

Cuando las fracturas están rellenas de materiales, como podría ser calcita o arcilla, este relleno tiene un efecto significativo en la estabilidad. Por ejemplo, en el deslizamiento del Vaiont en Italia, que produjo la muerte de más de 2.000 personas, la presencia de arcilla de baja resistencia dentro de los planos de estratificación de las lutitas, fue un factor decisivo en el movimiento.

La resistencia del relleno de las fracturas depende de los siguientes elementos:

- Mineralogía del material del relleno.
- Gradación y tamaño de las partículas.
- Contenido de agua y permeabilidad.
- Movimientos anteriores.
- Rugosidad de las paredes.
- Ancho.
- Fracturación de las paredes.
- Grado de meteorización.
- Potencial de expansión del relleno.

El efecto del relleno sobre la resistencia al cortante depende de la resistencia y del espesor del material del relleno; por ejemplo, si el espesor es más del 25% de la amplitud de las asperitas, no habrá contacto roca a roca y la resistencia al cortante de la fractura es igual a la del relleno (Goodman, 1970).

En el caso de los rellenos de arcillas tales como Montmorillonita y Bentonita, los ángulos de fricción pueden ser tan bajos como 8 grados y las cohesiones de cero a 20 kPa. En el caso de las fallas o fracturas en rocas tales como granito, diorita, basalto o caliza, adicionalmente a la arcilla, se presentan fragmentos granulares que pueden producir ángulos de fricción entre 25 y 45 grados y cohesiones de cero a 100 kPa.

Las fracturas en los granitos tienden a tener ángulos de fricción más altos que aquellos de rocas granulares finas como las calizas.

Las resistencias residuales en todos los casos tienden a ser menores que los valores indicados. Las fracturas rellenas pueden dividirse en dos categorías generales, dependiendo si ha habido o no, desplazamiento previo de la fractura (Barton, 1974).

Las fracturas recientemente desplazadas incluyen fallas, zonas de corte y milonitas. En las fallas, el relleno se forma por el mismo proceso de corte y puede incluir partículas del tamaño de arcilla y otra serie de partículas mayores. En contraste, las milonitas son fracturas que fueron originalmente áreas de arcilla y a lo largo de la cual ocurrieron procesos de deslizamiento o bandeamiento. Para estos tipos de fractura, la resistencia al cortante es muy cercana a la resistencia residual.

En las fracturas que no han tenido movimiento previo, se incluyen las rocas ígneas y metamórficas meteorizadas a lo largo de las fracturas, formando capas de arcilla; por ejemplo, la diabasa se meteoriza a anfibolita y eventualmente a arcilla. Otros casos son las intercalaciones de arcillolitas y areniscas. Las alteraciones hidrotérmicas y otros procesos, pueden formar rellenos que pueden incluir materiales de baja resistencia como montmorillonita o materiales de resistencia mayor, tales como cuarzo o calcita.

Los rellenos de fracturas no desplazadas pueden dividirse en materiales normalmente consolidados y sobreconsolidados, los cuales tienen diferencias significativas en los valores de resistencia pico.

En los rellenos sobreconsolidados, la resistencia puede ser alta, pero puede existir una disminución fuerte por ablandamiento, expansión, cambios de presión de poros, al descargarse. Las descargas ocurren cuando se excava roca para un talud o fundación. Estas pérdidas de resistencia también ocurren por desplazamiento de materiales frágiles como la calcita.

En ocasiones, el relleno de las fracturas consiste en partículas de arena en matriz de arcilla y el comportamiento de la junta depende de la resistencia de la matriz arcillosa. Es muy importante identificar las propiedades mineralógicas y de consolidación de la matriz de la mezcla.

RESISTENCIA DE LOS COLUVIONES

Los coluviones de gran magnitud y de matriz arcillosa tienen un comportamiento esfuerzo - deformación que depende del comportamiento viscoso del material. La resistencia al cortante varía dentro de la masa de coluvión, de acuerdo con los procesos de compresión y expansión a que está sometida la masa al tratar de moverse. La masa no se mueve como un solo elemento, sino que los movimientos son variables y relativos de un punto a otro del volumen.

La viscosidad no es la viscosidad intrínseca del material, sino que es una viscosidad relativa, que depende de las presiones de poros tanto positivas como negativas. Del mismo modo, se generan presiones de poro al moverse el material.

En las zonas donde el material es sometido a compresión, se generan presiones de poros positivas debidas al movimiento y en las zonas donde el material sufre extensión, se generan presiones negativas.

Por las razones anteriores, las resistencias obtenidas en los ensayos de laboratorio no corresponden a la resistencia real del material. Los movimientos relativos de la masa de coluvión no son modelados adecuadamente por los ensayos de laboratorio. Investigaciones realizadas por Van Asch y otros (2007) muestran que la resistencia real de los movimientos en el campo, es 10 a 1000 veces la resistencia residual obtenida en los ensayos de laboratorio.

El ensayo más representativo es el de corte directo con esfuerzo controlado de material no alterado, en el rango de deformaciones unitarias pequeñas, debido a que simula mejor el movimiento de reptación visco-plástica que ocurre en la superficie de falla de un coluvión.

La geometría local de los deslizamientos y la elasticidad de los materiales de la matriz del coluvión genera además una distribución no - uniforme del esfuerzo de cortante a lo largo de la superficie de falla. Por otra parte, es muy díficil la predicción de las ratas de desplazamiento, las cuales afectan el valor de la resistencia al cortante.

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LAS BASURAS

La resistencia al cortante de las basuras es muy similar a la de los suelos en la concepción del análisis. La resistencia de sus materiales varían dependiendo de las cantidades de suelo y de basura comparadas con las cantidades de plásticos, fibras, y otros materiales que ayudan a reforzar la masa de la basura y proporcionar resistencia a la tensión (Eid y otros, 2000). Entre mayor sea la cantidad de plástico y fibras, la resistencia de la basura es mayor. Aunque la basura trata de descomponerse o degradarse con el tiempo, la resistencia después de la degradación, es similar a la resistencia antes de la descomposición (Kavazanjian, 2001).

En la figura 3.67 se muestran los rangos de valores de la resistencia de basuras como resultado de ensayos de corte directo en campo. Se observa que en Colombia, las basuras poseen resistencia al cortante muy diferente de los Estados Unidos (Tabla 3.10).

Tabla 3.10 Valores de parámetros de resistencia al cortante de las basuras.

Rellenos	ϕ' (grados)	c' (kPa)	Referencia
Estados Unidos	33	24	Kavazanjian (1995)
Colombia	23.8	49	Espinosa y González, (2001)

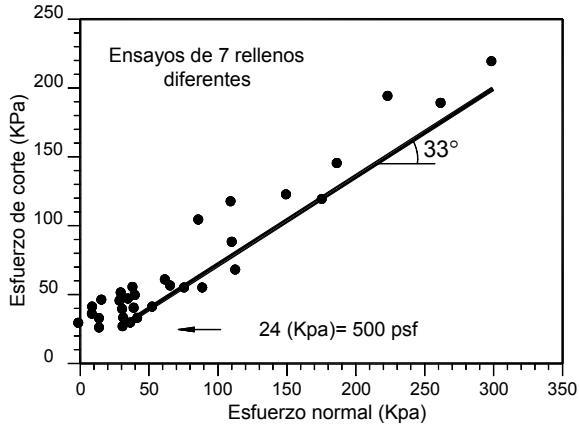


Figura 3.67 Envolvente de resistencia al cortante para basuras, tomado de los ensayos de corte directo (Kavanzanjian y otros, 1995).

REFERENCIAS CAPÍTULO 3

Andresen, A. (1981) "Exploration, sampling and in situ testing of soft clay". In E.W. Brand & R.P. Brenner (eds), Soft Clay Engineering. Amsterdam: Elsevier, pp. 241-308.

Barton, N.R. (1974). "A Review of the shear strength of filled discontinuities in rock". Publication 105. Norwegian geotechnical Institute, Oslo, 38 p.

Barton, N.R. (1976). "The shear strength of rock and rock joints". International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts, Vol. 13, pp. 255-279.

Becker, E., Chan C.K. y Seed H.B. (1972). "Strength and Deformation Chacaracterístics of Rockfill Materials in plane Strain and Triaxial Compression Test". Report TE-72-3, Office of Research Services, University of California, Berkeley C.A.

Bishop, A.W. y Bjerrum L. (1960). "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems". Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder. CO.

Bishop, A.W., (1967) "Progressive failure – with special reference to the mechanism causing it", Panel discussion, Proceeding geotechnical conference, Oslo, Vol.2, p. 152

Bjerrum L., Simons N. E. (1960). "Comparisons of shear strength characteristics of normally consolidated clays". Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO. pp. 711-726.

Bjerrum L. (1967). "Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and shales, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 93(5), pp. 1-49.

Blight, G.E. (1969) "Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div." Foundation failures of four rockfill slopes. ASCE 95 (SM3): pp.743-767.

Blight. G.E. , Brackley, I.J. Van Heerden, A. (1970) "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehen – an examination of the mechanics of stiff fissured clays". The civil Engineer in South Africa, June: 129-140.

Bowles, J.E. (1986) "Engineering properties of soils and their measurement", McGraw Hill Book Co. New York.

Brenner R.P.,Garga V.K.,Blight G.E.(1997). "Shear Strength behaviour and the measurement of shear strength in Residual Soils". Mechanics of Residual Soils .Bligth G.E. Editor ,Balkema. pp.155-220.

Cheung, C.K. , Greenway, D.R., Massey, J.B. (1988) "Direct shear testing of a completely decomposed granite". Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, Singapore 1. pp 119-126.

Clayton, C.R.I., Hight D.W., Hopper R.J., (1992). "Progressive restructuring of bothkennar clay: Implications for sampling and reconsolidation procedures". Geotechnique, Vol. 42, No. 2, pp. 219-240.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in practice" Investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. John Wiley & Sons Inc. Hoboken New Jersey. Pp. 596.

Datta, M., Gulhati S.K., Rao G.V.. (1982). "Engineering Behaviour of carbonate soils of India and some observations on classification of such soils". In Geotechnical properties, Behaviour, and performance of calcareous soils, Special Technical Publication 777, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 113-140.

DeMello, V. (1971). "The standard penetration test-a state-of-the-art report", Proccedings of the 4th Panamerican Conf. on Soil Mechanids and Foundation, Engineering, Puerto Rico, pp 1-86.

Duncan J.M., Dunlop P. (1969). "Slopes in stiff-fissured clays and shales". ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 95(2). pp. 467-492.

Duncan J.M., Wright S. G. (2005). "Soil Strength and Slope Stability" . John Wiley and Sons.Inc. Hoboken. New Jersey 297p.

Eid, H.T., Stark, T.D., Evans W.D., y Sherry, P.E. (2000). "Municipal solid wate slope failure, waste and foundation soil properties", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineerging, 126(5), pp 391-407.

Espinosa A., y González A.J. (2001). "Falla del Relleno Sanitario Doña Juana. Bogotá, Colombia. Las Basuras acumuladas como material geotécnico". III Simposio Panamericano de Deslizamientos, Cartagena, Colombia. pp.405-416.

Fell R., Jeffery R.P. (1987) "Determination of drained shear strength for slope stability analysis". Soil Slope instability and stabilisation, Walker & Fell (eds), Balkema, pp. 53-70.

Fleming L. D., Duncan J. M. (1990). "Stress-deformation characteristics of Alaskan silt". ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116(3). pp. 377-393.

Foss, I. (1977). "Red soil from Kenya as a foundation material". In Proc., Eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow, vol.2, pp. 73-80.

Fredlund, D.G. y H. Rahardjo (1987) "Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions". In Soil Mechanics Considerations: Arid and Semiarid Areas. Transportation research record 1137 pp. 1-11.

Fredlund, D.G. y N.R. Morgenstern (1977) "Stress state variables for unsaturated soils" J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 103 pp. 447-466.

Fredlund. D.G., Morgenstern N.R., , Widger A, (1978), "Shear strength of unsaturated soils", Canadian geotechnical Journal, Vol. 15, No.3, pp. 313-321.

Garga, V.K. (1988) "Effect of sample size on shear strength of basaltic residual soils". Canadian Geotechnical Journal 25: pp. 478-487.

Geotechnical Engineering Office. (1979) "Geotechnical manual for slopes". Civil engineering department Hong Kong. 306 p.

Giani G.P. (1992) "Rock slope stability analysis". A.A. Balkema, 361 p.

Goodman, R.E. (1970). "The deformability of joints. In determination of the in situ modulus of deformation of rock". Special Technical Publication 477, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 174-196.

Hawkins, A.B. (1996) "Observation and analysis of the ground conditions in the Jurassic landslip terrain of southern Britain". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp. 3-16.

Head, K.H. (1982) "Manual of soils laboratory testing" Vol. 2. Permeability, shear strength and compressibility tests. Pentech Press, 747 p.

Hoek E. (1983) "Strength of jointed masses". Geotechnique, 33 (3), pp. 187 - 223.

Holtz R. D., Kovacs W. D. (1981). "An Introduction to Geotechnical Engineering". Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Hough, B.K. (1969). "Basic soils engineering", New York, Ronald Press.

Huat B. B. K., Ali F. H., Abdullah A. (2005). "Shear Strength Parameters of Unsaturated Tropical Residual Soils of Various Weathering Grades" EJGE paper 2005-0564.

Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J. T., y Lancellota R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils". Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153.

Kavazanjian, E. Jr. (2001). "Mechanical properties of municipal solid waste", Proceedings of Sardinia 2001, 8th International Waste Management and Landfilling Symposium, Cagliari (Sardinia), Italy, pp. 415-424.

Kavazanjian E., Jr., y Matasovic, N. (1995). "Seismic analysis of solid waste" landfills, Geoenvironment 2000, Geotechnical Special Publication 46, ASCE, Reston, VA. pp. 1066-1080.

Kenney, T.C. (1967), "The influence of mineral composition on the residual strenght of natural soils". In Proc., Geotechnical conference on shear strength properties of natural soils and rocks, Osla, Vol. 1, pp. 123-129.

Ladd, C.C. , Lambe T.W., (1964), "The strength of "Undisturbe" Clay determined from undrained tests". In Proc., Symposium on laboratory shear Testing of soils, Ottawa, Canadá, Special Technical Publication 361, ASTM, Philadelphia, pp. 342-371.

Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schloseer F., Poulos H.G.. (1977), "Stress Deformation and strength characteristics". In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lambe, T.W., Whitman R.V, (1969). "Soil mechanics". John Wiley & Sons, New York, 553 pp.

Lee, T.S. (1996) "Laboratory testing an interpretation". Slope stability and stabilization methods. Wiley-Interscience, pp. 253-336.

Lupini, J.F., Skinner A.E. Vaughan P.R., (1981). "The drained residual strength of cohesive soils". Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 181-214.

Marachi N.D. Chan, C.K., Seed H. B. y Duncan, J.M. (1969). "Strength and deformation Characteristics of Rockfill Materials", Report TE 69-5, Office of Research Services, University of California, Berkeley, C.A.

Maksimovic M. (1989). "Nonlinear Failure Envelope for Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 115, No 4. pp. 581- 586.

Mesri, G., Cepeda-Díaz. A.F., (1986), "Residual Shear strength of Clays and shales". Geotechnique, Vol. 36, No.2, pp. 269-274.

O'Rourke, T.D., Crespo E. (1988). "Geotechnical properties of cemented volcanic soil". Journal of geotechnical engineering, ASCE. Vol. 114, No. 10, pp. 1126-1147.

Pavlakis, M. (1983) "Prediction of foundation behaviour in residual soils from pressuremeter tests". PhD Thesis, Witwatersrand University, Johannesburg.

Peck, R.B., Hanson W.E., Thornburn TH.H. (1974). "Foundation engineering"., 2nd. Ed. John Wiley & Sons, New York, 514 p.

Popescu M., Ugai K., Trandafir A. (2000) "Linear versus Non-linear Failure envelopes in LEM and FEM slope stability Analysis". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp 1227-1234.

Robertson, P. K., Campanella, R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration test, 1: sand", Canadian, Geotechnical Journal, vol. 20 No. 4, pp. 718-733.

Sahaphol S., Kasuya I., Yasuo T. (2006) "Centrifuge modelling of slope failure induced by groundwater table change" International Conference on Landslides and Climate Change, Isle of Wight, UK

Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of in-situ shear strength-state of the art review, Proceedings of a conference on in-situ measurement of soil properties", vol. 2, North Carolina State University, pp 57-138.

Skempton A.W. (1954). "The pore pressure coefficientes A and B". Geotechnique, 4(4), pp. 143-147.

Skempton A.W. (1964). "Longterm stability of clay slopes". Geotechnique,14(2), pp. 77-102.

Skempton A.W., Hutchinson J.N., (1969), "Stability of Natural slopes and Embankment foundations" 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the Art. volumen, pp. 291-340.

Skempton A.W. (1985). "Residual strength of clays in landslides, flooded strata and the laboratory", Geotechnique, 15 (3), 221-242.

Stroud, M.A. (1974) "The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft rocks". Proc. European Symp. On Penetration Testing (ESOPT) Stockholm 2(2): 367-375.

Terzaghi, K. V. (1936). "Stability of slopes of natural clay". Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA, vol. 1, pp. 161-165.

Terzaghi, K Peck. R.B. y Mesri G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice", 3rd, ed, Wiley, Hoboken, N.J. 549 pages.

Van Asch T. W. J., Van Beek L.P.H., Bogaard T. A. (2007). "Problems in preicting the mobility of slow-moving landslides". Engieneering Geology, 91. pp. 46-55.

Winterkorn H.F. Fang H. (1991). "Soil Technology and Engineering properties of soils" Foundation Engineering Handbook ,Van Nostrand Reinhold, New York pp. 88-143.

Wroth, C.P. (1984). "The interpretation of in situ soil tests". Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp.449-489.

Wu T.H. (1996), "Soil strength properties and theris measurement". Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp.319- 336.

Wyllie D.C., Norrish N.I. (1996) "Rock Strength properties and their measurement" Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp. 373-390.

Capítulo 4

Análisis de Estabilidad

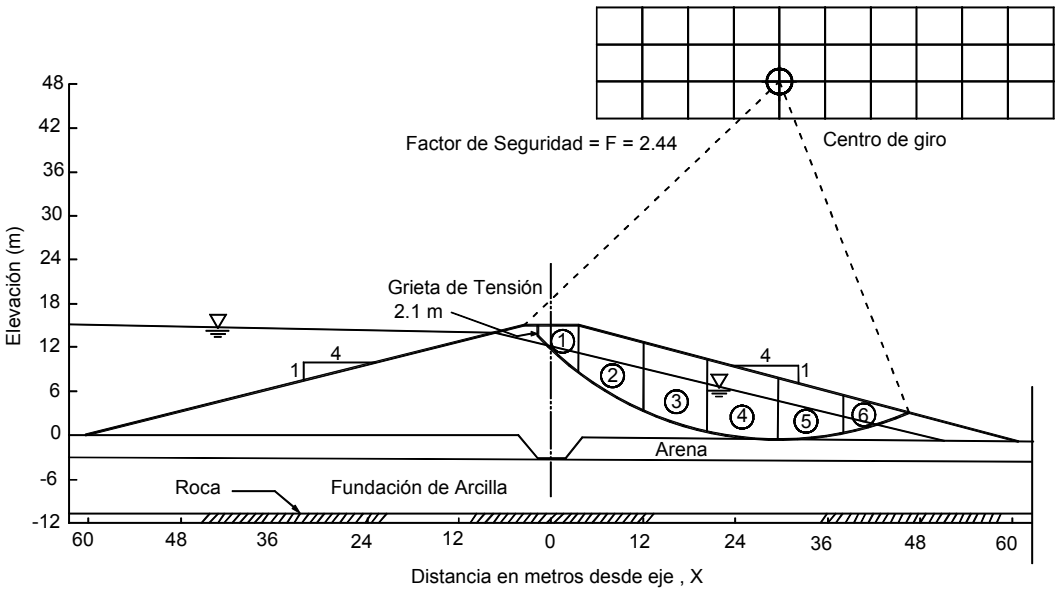


Figura 4.1 Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes (U. S. Corps of Engineeers, 2003).

La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales (Figura 4.1).

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensitividad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

Herramientas Disponibles

Para el análisis de estabilidad de taludes se dispone de varias herramientas tales como:

Tablas o ábacos

Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla, los factores de seguridad para una variedad de condiciones.

Análisis gráficos

Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes. Estos sistemas gráficos son poco usados actualmente.

Cálculos manuales

La mayoría de métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas.

Hojas de cálculo

Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, las cuales pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.

Uso de "Software"

La técnica de análisis que se escoja depende de las características de los sitios y del modo potencial de falla; dando especial consideración a las fortalezas, las debilidades y las limitaciones de cada metodología de análisis. Hasta el año 1975, la mayoría de los análisis de estabilidad se realizaban en forma gráfica o utilizando calculadoras manuales.

Con la llegada del computador los análisis se pudieron realizar en forma más detallada; inicialmente utilizando tarjetas FORTRAN y recientemente con programas de software, los cuales cada día son más poderosos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de aplicaciones numéricas disponibles en la actualidad, es esencial que el ingeniero entienda las fortalezas y limitaciones inherentes a cada metodología. Existen una gran cantidad de herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes. Dentro de estas herramientas, los métodos de equilibrio límite son los más utilizados; sin embargo, los métodos esfuerzo - deformación utilizando elementos finitos, han adquirido gran importancia y uso en los últimos años.

La mayoría de los análisis de estabilidad se realizan utilizando programas comerciales de "software", los cuales permiten analizar taludes complejos o con cantidad significativa de información, de forma eficiente.

Se recomienda en lo posible, utilizar siempre programas de computador.

Metodologías para el Análisis de la Estabilidad

Dentro de las metodologías disponibles, se encuentran los métodos de límite de equilibrio, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos, entre otros.

Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle, de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes.

Sin embargo, los métodos de límite de equilibrio, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación ("Toppling") y las fallas en cuña.

Igualmente, los métodos de límite de equilibrio permiten el análisis combinado con técnicas probabilísticas (Stead y otros, 2000).

En el caso de los sistemas de falla complejos, es conveniente utilizar metodologías de modelación que tengan en cuenta los factores que producen los movimientos.

Los factores que generan el deslizamiento pueden ser complejos y muy difíciles de modelar; no obstante, con el objeto de analizar esas situaciones complejas, existen algunas herramientas utilizando elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos.

Igualmente, se pueden integrar al análisis modelaciones de hidrogeología y las solicitaciones sísmicas.

En la tabla 4.1 se presenta un resumen de las metodologías utilizadas en los análisis convencionales de estabilidad de taludes.

Tabla 4.1 Metodologías utilizadas en la modelación de taludes

Método	Parámetros Utilizados	Ventajas	Limitaciones
Límite de equilibrio	Topografía del talud, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas externas.	Existe una gran cantidad de paquetes de software. Se obtiene un número de factor de seguridad. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua.	Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad. El resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice. No incluye análisis de las deformaciones.
Esfuerzo-deformación continuos	Geometría del talud, propiedades de los materiales, propiedades elásticas, elasto-plásticas y de "creep". Niveles freáticos, resistencia.	Permite simular procesos de deformación. Permite determinar la deformación del talud y el proceso de falla. Existen programas para trabajar en dos y tres dimensiones. Se puede incluir análisis dinámico y análisis de "creep".	Es complejo y no lineal. Comúnmente no se tiene conocimiento de los valores reales a utilizar en la modelación. Se presentan varios grados de libertad. No permite modelar roca muy fracturada.
Discontinuos Esfuerzo-deformación elementos discretos	Geometría del talud, propiedades del material, rigidez, discontinuidades resistencia y niveles freáticos.	Permite analizar la deformación y el movimiento relativo de bloques.	Existe poca información disponible sobre las propiedades de las juntas. Se presentan problemas de escala, especialmente en los taludes en roca.
Cinemáticos estereográficos para taludes en roca	Geometría y características de las discontinuidades. Resistencia a las discontinuidades.	Es relativamente fácil de utilizar. Permite la identificación y análisis de bloques críticos, utilizando teoría de bloques. Pueden combinarse con técnicas estadísticas.	Útiles para el diseño preliminar. Se requiere criterio de ingeniería para determinar cuáles son las discontinuidades críticas. Evalúa las juntas.
Dinámica de caídos de roca	Geometría del talud, tamaño y forma de los bloques y coeficiente de restitución.	Permite analizar la dinámica de los bloques y existen programas en dos y tres dimensiones.	Existe muy poca experiencia de su uso en los países tropicales.
Dinámica de flujos	Relieve del terreno. Concentración de sedimentos, viscosidad y propiedades de la mezcla suelo-agua.	Se puede predecir el comportamiento, velocidades, distancia de recorrido y sedimentación de los flujos.	Se requiere calibrar los modelos para los materiales de cada región. Los resultados varían de acuerdo con el modelo utilizado.

CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

Un análisis de límite de equilibrio permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

La mayoría de los métodos de límite de equilibrio tienen en común, la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

Concepto de Factor de Seguridad (F. S.)

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$\text{F.S.} = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

En las superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$\text{F.S.} = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen además, otros sistemas para plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud, métodos probabilísticos, así como tablas empíricas locales basadas en el comportamiento típico de los taludes.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de "límite de equilibrio" donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad.

Otro criterio es dividir la masa que se va a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$\text{F.S.} = \frac{\sum \text{Resistencias disponibles al cortante}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

$$\text{F.S.} = \frac{\sum \text{Momentos resistentes disponibles}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

Concepto de Superficie de Falla

El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud (Figura 4.2); sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente. En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla.

Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina "superficie crítica de falla". Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis.

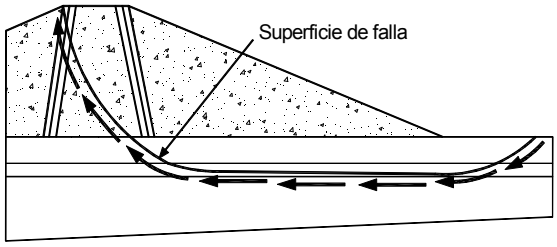


Figura 4.2 Superficie de falla y dirección de la resistencia al cortante (U. S. Corps of Engineeers , 2003).

Formas de la superficie de falla

Las técnicas de límite de equilibrio se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas (Figura 4.3). Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de éstas. En los últimos años, se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica.

Análisis de superficies planas

Cuando existen discontinuidades planas en la roca o en el suelo del talud, se acostumbra realizar el análisis de falla a traslación. Esta técnica asume el deslizamiento traslacional de un cuerpo rígido a lo largo de un plano o a lo largo de la intersección de dos planos, como el caso de la falla en cuña.

Análisis de superficies curvas

En los suelos o rocas blandas, las superficies de falla a deslizamiento, tienden a tener una superficie curva. A estas superficies se les conoce como "círculos de falla o superficies de falla rotacionales". En los análisis de estabilidad, se debe determinar la localización de la superficie crítica de falla y el factor de seguridad a lo largo de esta superficie.

Las grietas de tensión

La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar (Figura 4.4); la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia, es reducida y adicionalmente, la grieta puede llenarse con agua. En el caso de las lluvias, se pueden generar presiones de poros transitorias que afectan la estabilidad del talud.

La profundidad de las grietas de tensión puede determinarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma}\tan^2\left(45 + \frac{1}{2}\phi\right)$$

Donde:

z_c = Profundidad de la grieta de tensión.
c = cohesión.
γ = Peso unitario del suelo.
ϕ = Angulo de fricción.

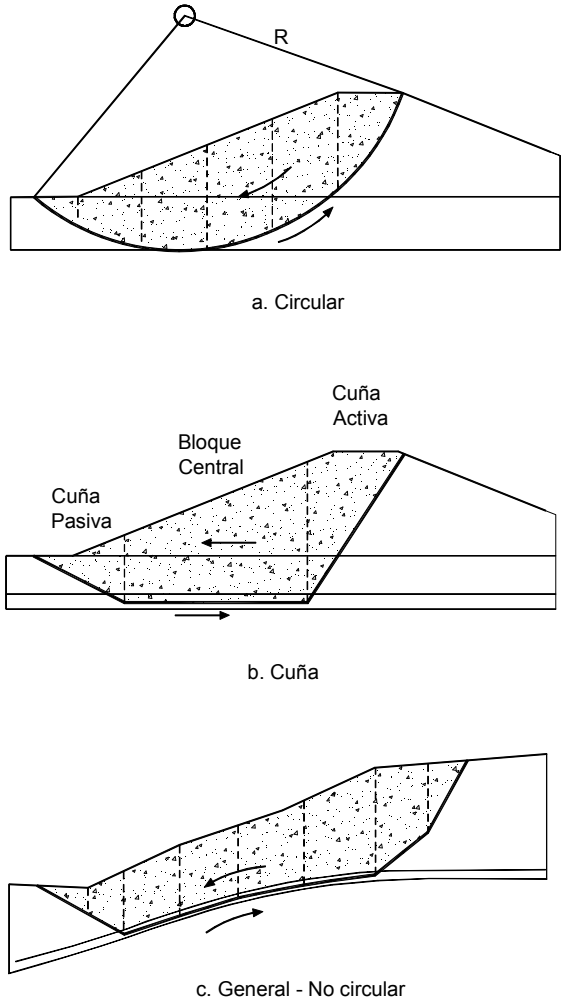


Figura 4.3 Formas de la superficie de falla (U. S. Corps of Engineeers, 2003).

La presencia de grietas de tensión dificulta, en forma considerable, la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en los cortes de taludes donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

Parámetros Utilizados en los Análisis de Límite de Equilibrio

Los modelos tienen en cuenta los factores primarios que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de los sismos, flujo de agua, propiedades de resistencia y peso unitario de los suelos, etc. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático de límite de equilibrio. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque de límite de equilibrio no produce resultados satisfactorios.

Pesos unitarios

El peso unitario es tal vez el parámetro más sencillo de medir para el análisis de estabilidad de los taludes, es el que influye menos en el factor de seguridad. Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo de éste nivel. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático. La densidad saturada se puede determinar asumiendo un valor de gravedad específica G, el cual se puede suponer igual a 2.68 para la mayoría de los suelos (Cornforth, 2005).

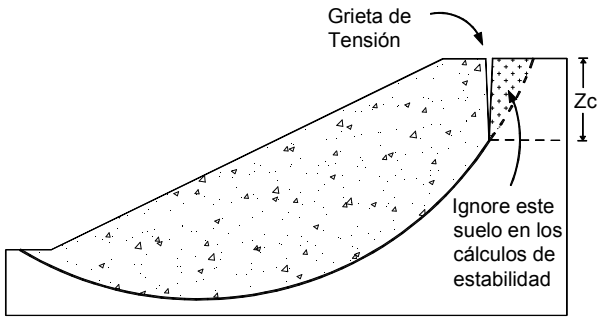


Figura 4.4 Esquema de una grieta de tensión para análisis de límite de equilibrio (U. S. Corps of Engineeers, 2003).

Resistencia al cortante

La resistencia al cortante que se va a utilizar en los análisis, puede ser medida por alguno de los métodos de laboratorio o de campo que se indicaron en el capítulo 3. Se debe tener en cuenta si se trata de condiciones drenadas o no drenadas o si el análisis es realizado en estado no-saturado. Los parámetros deben corresponder a los niveles de esfuerzos sobre las superficies de falla potenciales. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda emplear las resistencias residuales (Skempton, 1970, 1977,1985). Igualmente, debe tenerse en cuenta la disminución de resistencia, con el tiempo. Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas, es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada a partir de los ensayos no-consolidados no-drenados.

Para los suelos parcialmente saturados, tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse a partir de ensayos no-consolidados, no-drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos generalmente, es curva y por lo tanto, es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento tanto en los ensayos de laboratorio como en los de campo.

Condiciones drenadas o no drenadas

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por los cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior (en suelos de baja permeabilidad) éstos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso, se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poros en exceso y se comportan en condiciones drenadas. Para las ratas normales de carga que equivalen a meses o semanas, se pueden considerar drenados suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/seg. En cambio, los suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/seg, se consideran no drenados. Mientras, las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

Duncan (1996), recomienda que para los taludes en los cuales la causa de la falla es el aumento de la presión de poros (debida a las lluvias), el problema debe analizarse como condición drenada.

Para determinar las condiciones de drenaje Duncan (1996) sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$T = \frac{C_v t}{D^2}$$

Donde:

T = Factor adimensional
C_v = Coeficiente de consolidación
t = Tiempo de drenaje
D = Longitud del camino de drenaje o distancia de salida del agua al cambio de presiones.

Si T es mayor de 3, la condición es drenada.
Si T es menor de 0.01, la condición es no drenada.

Si T está entre 0.01 y 3.0, ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas. En este caso, deben analizarse ambas condiciones, el caso drenado y el caso no drenado.

Esfuerzos totales y efectivos

Como se estudió en el capitulo anterior, los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada; sin embargo, en la práctica es virtualmente imposible determinar con precisión cuáles son los excesos de presión de poros que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua).

Debido a esto, no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. No obstante, se puede trabajar todo el análisis usando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poros en las condiciones no drenadas. La mayoría de los modelos de análisis trabajan con base en las presiones efectivas.

Estabilidad a corto y a largo plazo

En la estabilidad a corto plazo debe tenerse en cuenta que los suelos que no tienen un drenaje rápido, están sujetos a presiones de poros por acción de las cargas aplicadas. En la estabilidad a largo plazo, se supone que los suelos están drenados. Para la estabilidad (a corto plazo) de las arcillas normalmente consolidadas y de limos, se recomienda modelar con análisis de esfuerzos totales. Aunque se puede realizar el análisis empleando esfuerzos efectivos, es muy difícil estimar o medir las presiones de poros para su utilización en el análisis.

Para las arcillas sobreconsolidadas, el análisis de estabilidad a corto plazo, prácticamente es imposible de realizar, debido a que la resistencia del suelo cambia muy rápidamente con el tiempo. En este caso, se recomienda utilizar la experiencia local en la formación arcillosa específica analizada y usar criterios empíricos (Cornforth, 2005).

La estabilidad a largo plazo, es más fácil de analizar que la estabilidad a corto plazo. Para todos los casos, se recomienda emplear análisis de esfuerzos efectivos.

Limitaciones de los Métodos de Límite de Equilibrio

Los análisis de límite de equilibrio tienen algunas limitaciones entre las cuales se encuentran las siguientes:

- ***Se basan solamente en la estática.*** Como los métodos de límite de equilibrio se basan solamente en la estática y no tienen en cuenta las deformaciones, las distribuciones de presiones, en muchos casos, no son realistas. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que estos esfuerzos no realistas, generalmente ocurren en algunas tajadas del análisis y no significa que el factor de seguridad general sea inaceptable.

- ***Suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos.*** Debe tenerse cuidado cuando existan concentraciones de esfuerzos debidos a la forma de la superficie de falla o a la interacción de suelo-estructura.

- ***Utilizan modelos de falla muy sencillos.*** El diseño de taludes utilizando solamente la modelación con métodos de límite de equilibrio es completamente inadecuado si los

procesos de falla son complejos, especialmente cuando están presentes los procesos de "creep", la deformación progresiva, el flujo, la rotura por fragilidad, la licuación y otras formas de deterioro de la masa del talud.

- ***Generalmente se asume el material como isotrópico.*** La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema, asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares. Sin embargo, el mecanismo de falla en los materiales residuales donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como las formaciones aluviales y coluviales no-isotrópicas, requiere de nuevos enfoques y del estudio de las superficies de falla no simétricas.

A pesar de las debilidades de un modelo específico, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones. Los métodos de límite de equilibrio son una herramienta muy útil en la práctica y se recomienda tener cuidado de no abusar en la aplicación del método para casos complejos donde la distribución de esfuerzos y las deformaciones juegan un papel importante en el comportamiento del talud (Krahn, 2004).

PRESIONES DE POROS

Las condiciones de presión de poros son generalmente obtenidas de las características de las aguas subterráneas y pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

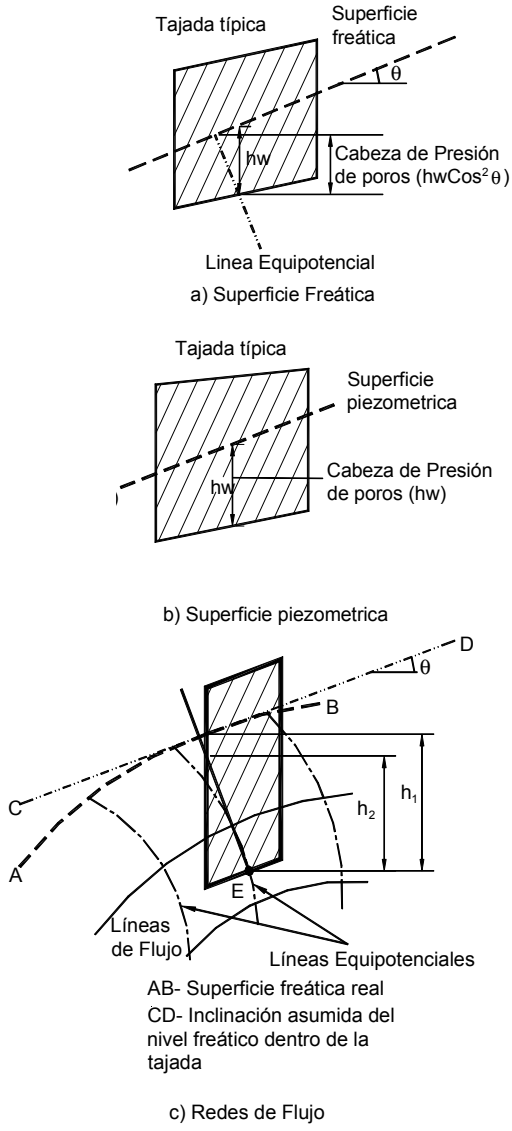


Figura 4.5 Representación de la presión de poros.

Superficie freática

Esta superficie o línea en dos direcciones, se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática, la presión de poros es calculada de acuerdo con las condiciones de estado de régimen permanente ("Steady-state"). Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. Entonces, si la inclinación del segmento de superficie freática es θ y la distancia vertical entre el punto y la superficie freática es h_w, la presión de poros está dada por la expresión (Figura 4.5):

$$u = \gamma_w \left(h_w \cos^2 \theta \right)$$

En el caso de líneas freáticas de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar sobreestimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas.

Datos piezométricos

Es la especificación de presiones de poros en puntos discretos dentro del talud y la utilización de un esquema de interpolación para estimar las presiones de poros requeridas en cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden determinarse mediante piezómetros, redes de flujo o soluciones numéricas, haciendo uso de diferencias finitas o elementos finitos.

Aunque este sistema está disponible solamente en muy pocos de los programas de computador existentes, se recomienda por su confiabilidad, para representar las condiciones reales en el campo (Chugh, 1981).

Relación de presión de poros

Este es un método muy simple y popular para normalizar el valor de la presión de poros en un talud de acuerdo con la definición:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v}$$

Donde:

u = Presión de poros

σ_v = Esfuerzo total vertical del suelo a una profundidad *z*.

Este factor se implementa fácilmente, pero la mayor dificultad está asociada con la asignación de este parámetro en diferentes partes del talud. En ocasiones, el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u.

Superficie piezométrica

Se define para el análisis de una determinada superficie de falla. Debe tenerse claridad en que la superficie piezométrica no es la superficie freática y que el método para calcular la presión de poros, es diferente en los dos casos. En la superficie piezométrica, la presión de poros es la distancia vertical entre la superficie piezométrica indicada y el punto a analizar.

Presión de poros constante

Es un procedimiento que puede utilizarse si el ingeniero desea especificar una presión de poros constante, a una determinada capa del suelo. Este sistema puede emplearse para analizar la estabilidad de rellenos colocados sobre suelos blandos, durante la construcción, donde se generan presiones de poros de acuerdo con la teoría de la consolidación.

Presiones de Poros Negativas

En algunos casos, el ingeniero desea utilizar en los análisis las presiones de poros negativas para aprovechar la resistencia adicional o la cohesión aparente, debida a la succión en suelos no saturados. Aunque teóricamente la cohesión aparente es una realidad física, algunos autores no recomiendan su incorporación en los modelos de límite de equilibrio, debido a que puede generar valores de resistencia no confiables (Abramson y otros, 2002). Sin embargo, con los modelos de computador (actualmente disponibles) es relativamente sencillo incorporar las presiones de poros negativas para tener en cuenta el escenario de la situación no saturada.

Efecto de los Ductos de Agua en la Corona de los Taludes

Siempre que sea posible, es imperativo la localización de los ductos de agua lejos de la corona de taludes o laderas donde se requiera su estabilidad. Como regla general, la distancia entre la corona de los taludes y la localización de todo tipo de tuberías y servicios, debe ser igual a la altura total del talud. Aunque éste es el estándar mínimo recomendado (Abramson, 1996), en ocasiones se requieren aislamientos mayores. Cuando no es posible mantener estos aislamientos, el talud debe ser diseñado para tener en cuenta su saturación debida a la muy posible infiltración de agua, teniendo en cuenta que en gran cantidad de casos, se producen fugas de los ductos.

MÉTODOS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados (Figura 4.6). Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión.

En la tabla 4.2 se enumeran algunos de los métodos más utilizados.

Tabla 4.2 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

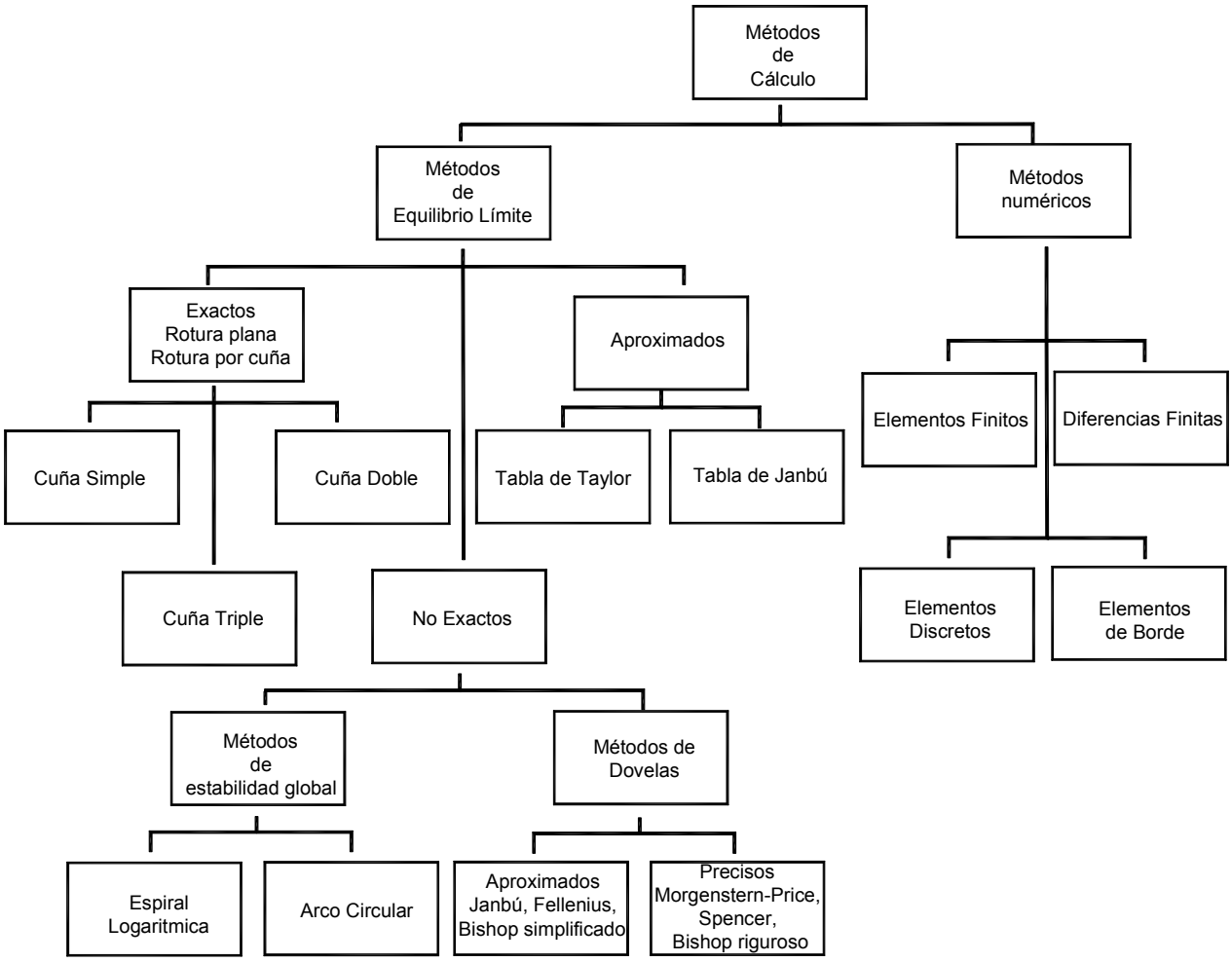


Figura 4.6 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

TABLAS PARA ANÁLISIS RÁPIDOS

Para los taludes simples homogéneos, se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del factor de seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes autores.

La primera de éstas fue desarrollada por Taylor en 1966. Desde entonces, han sido presentadas varias tablas sucesivamente por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, cuyo resumen se en encuentra en la tabla 4.3.

El uso de tablas no debe reemplazar los análisis rigurosos, sino que puede servir de base de comparación de los resultados, o para la evaluación rápida y general de las condiciones de estabilidad.

Las tablas dan una "idea" general del nivel de estabilidad de un talud. Las tablas de mayor utilidad son las que se elaboran para áreas homogéneas, específicas, locales con base en los análisis completos de estabilidad y debidamente validadas en campo.

Tabla 4.3 Listado de tablas para el cálculo de la estabilidad de taludes disponibles en la literatura.

Autor	Parámetros	Inclinación del Talud	Método Analítico Utilizado	Observaciones
Taylor (1966)	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú (1968)	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u, aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	
O´Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, ϕ c, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1966).
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.

TABLA DE TAYLOR

Una forma rápida para determinar el factor de seguridad de un talud, es utilizando las tablas de Taylor. Es importante tener en cuenta que el método de Taylor supone un suelo homogéneo y un manto rígido profundo. Este método sólo se utiliza para suelos cohesivos (ϕ =0) y se aplica solamente para el análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poros.

A continuación se presenta el procedimiento de manejo de la tabla de Taylor.

Paso 1. *Parámetros que se requieren para el análisis.*

- Altura del talud H (metros)
- Cohesión del suelo C_u (KN/m^2)
- Pendiente del talud ß (grados)
- Peso específico del suelo γ (KN/m^3)
- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (Metros)

Paso 2. *Calcular el factor de profundidad d*
El factor de profundidad, d, se calcula por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H}$$

Donde:
D = profundidad del manto de suelo duro impenetrable (Roca).
H = altura del talud.

Paso 3. *Determinar el número de estabilidad (N_o)*

Del gráfico de Taylor (Figura 4.7) se determina el valor del número de estabilidad, N_o, el cual depende del ángulo del talud, ß, y del valor de "d" que se calculó en el paso anterior.

Paso 4. *Calcular C_{req} para el factor de seguridad de 1.0.* Se utiliza la siguiente expresión:

$$N_O = \frac{\gamma * H}{C_{req}}$$

Donde:
*N*o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla
C_{req} = Cohesión requerida para F.S. = 1.0
γ = Peso unitario d0el suelo
H = Altura del talud

Paso 5. *Calcular el Factor de seguridad del talud*

$$F.S. = \frac{C_u}{C_{req}}$$

Como paso final se calcula el factor de seguridad con la siguiente fórmula:

TABLAS DE JANBÚ

Las tablas desarrolladas por Janbú (1968), permiten el análisis de diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluyendo los niveles freáticos y grietas de tensión.

El método de tablas de Janbú presenta dos procedimientos, uno para suelos cohesivos ($\phi = 0$), y otro para suelos friccionantes ($\phi > 0$). Para suelos cohesivos, el procedimiento es el mismo de Taylor. Para los suelos friccionantes o mixtos, el procedimiento es un poco más complejo.

Procedimiento para las Tablas de Janbú para $\phi = 0$.

Paso 1. *Parámetros que se requieren para el análisis*

- Altura de cada suelo H (metros)
- Pendiente del talud ß (grados)
- Cohesión del suelo C_u (KN/m^2)
- Altura del nivel freático H_W (m)
- Peso específico del suelo γ (KN/m^3)
- Perfil geotécnico incluyendo todos los mantos del suelo

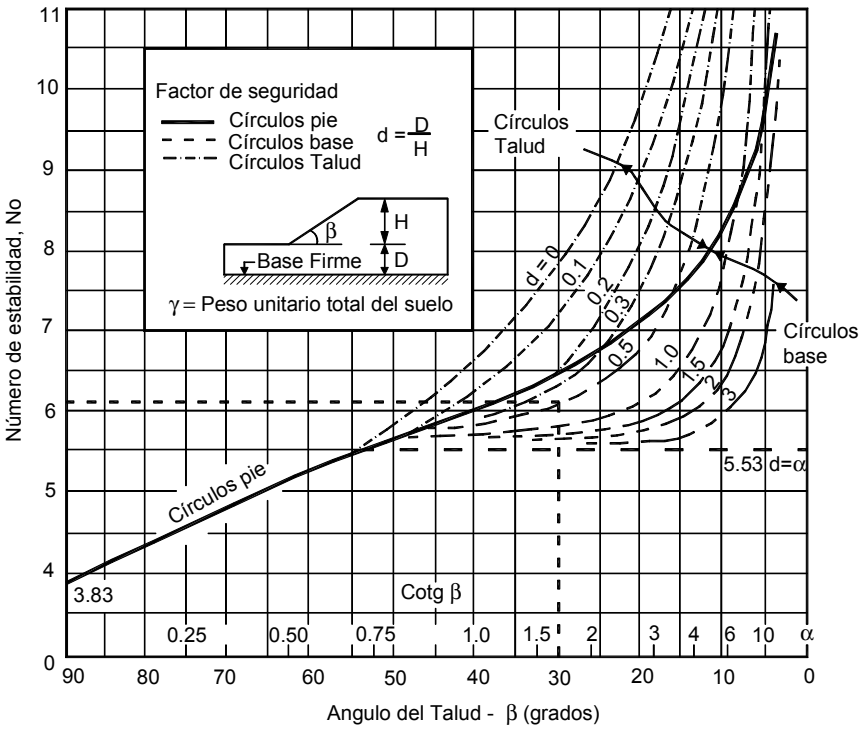


Figura 4.7 Tabla de Taylor (Taylor, 1966).

- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (Metros)

Paso 2. *Calcular el factor de profundidad d*
Calcular el factor d, por medio de la siguiente fórmula:

$$d = \frac{H_w}{H}$$

Donde:
H_W= Altura del nivel freático
H = Profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

Paso 3. *Obtener la localización del círculo crítico (X_o, Y_o).* (Figura 4.8)

De las Figuras 4.8 y 4.9, determinar la localización del centro del círculo crítico Xo, Yo. Para los taludes más empinados que 53°, el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos de 53°, el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

Paso 4. *Calcular C promedio*
Utilizando como guía el círculo estimado, se determina el valor promedio de la resistencia, C. Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados interceptado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.

Paso 5. *Calcular el factor de reducción*
Puede encontrarse factor de reducción por carga adicional, factor de reducción por sumergencia e infiltración, factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en la grieta y factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en la grieta. En las figuras 4.10 a 4.13, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

Paso 6. *Calcular P_d*
P_d se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_d = \frac{(\gamma * H) + q - (\gamma_w * H_w)}{\mu_q * \mu_w * \mu_t}$$

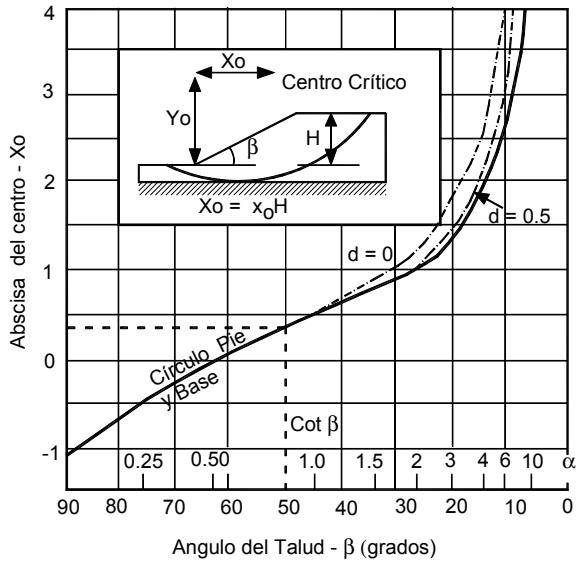


Figura 4.8 Coordenada Xo para el círculo crítico. (Janbú 1968).

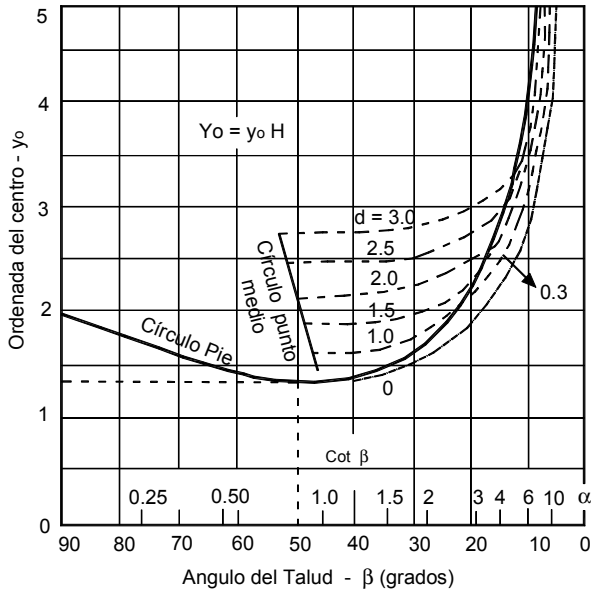


Figura 4.9 Coordenada Yo para el círculo crítico. (Janbú 1968).

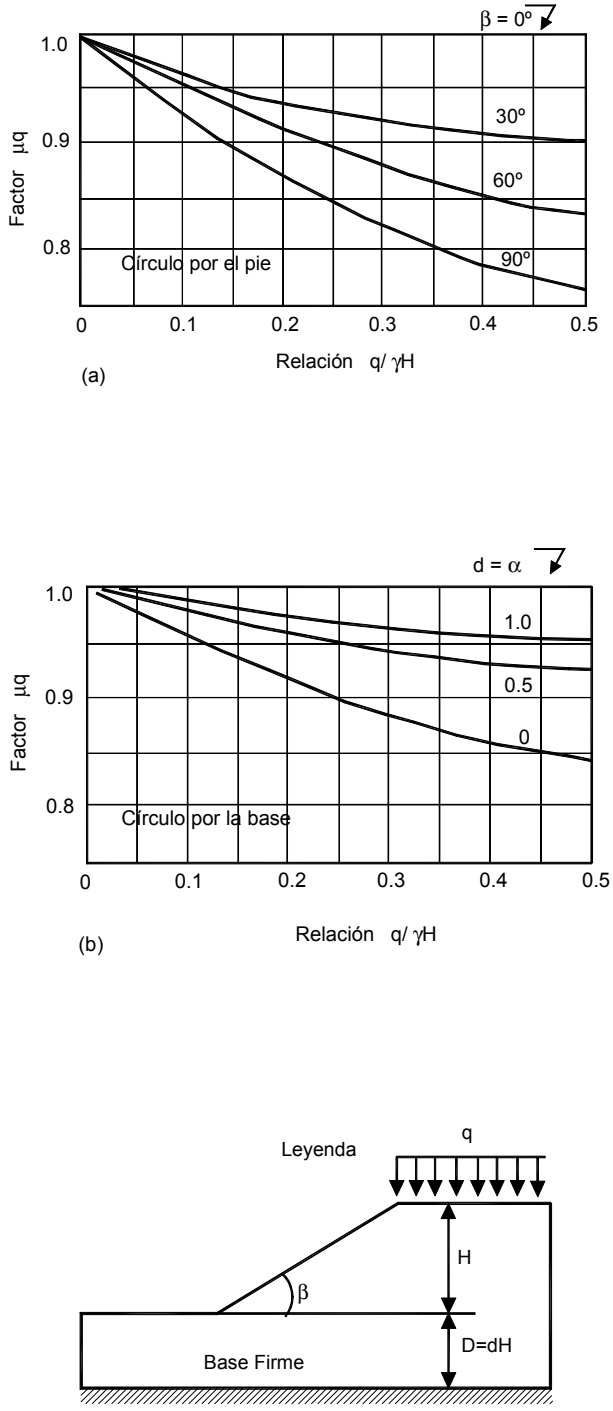


Figura 4.10 Factor de reducción por carga adicional para tablas de Janbú.

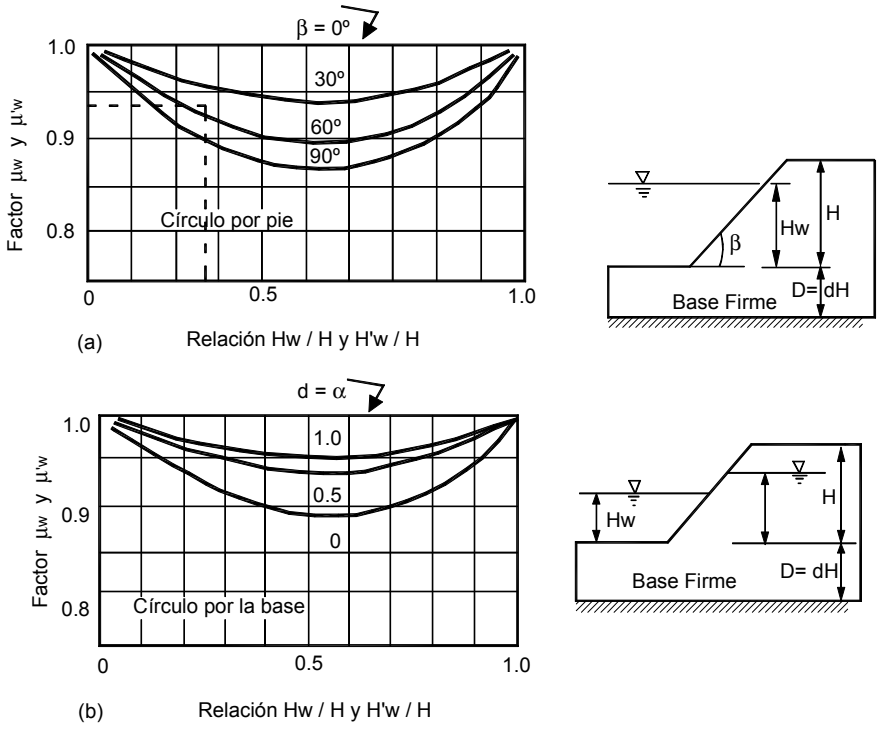


Figura 4.11 Factor de reducción por sumergencia (μ_w) e infiltración (μ'_w).

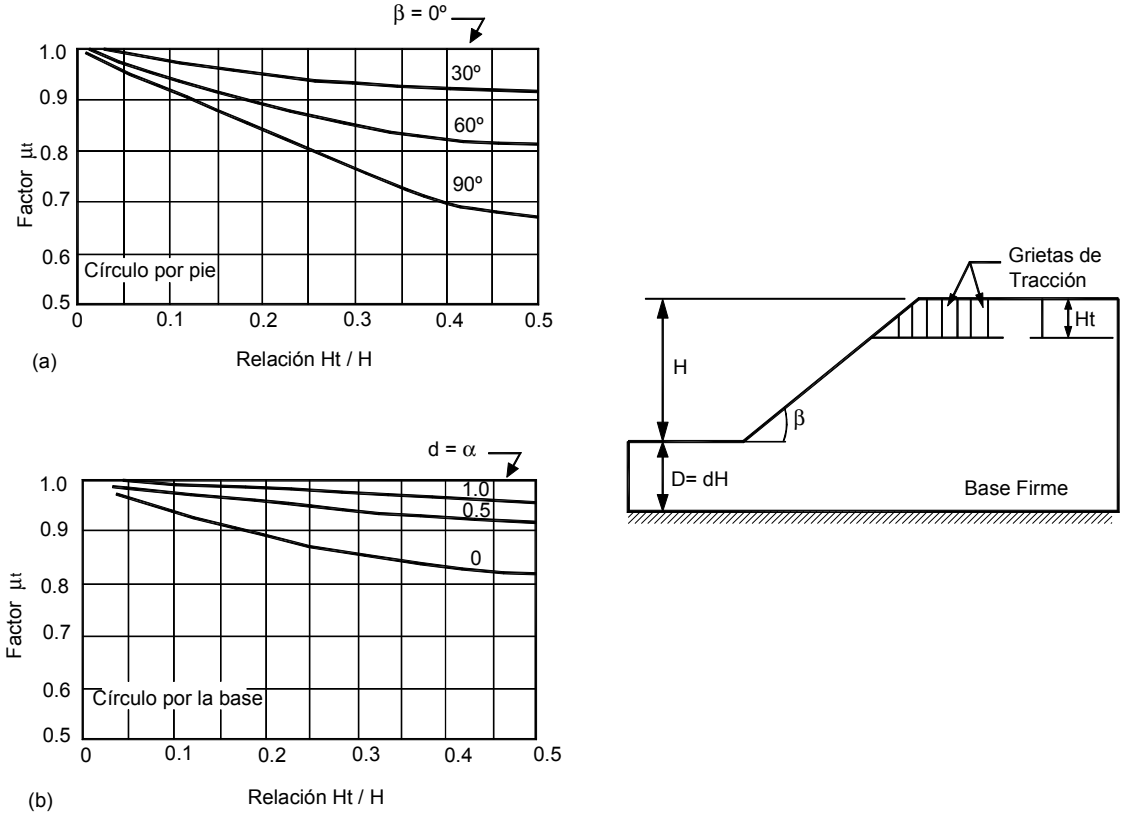


Figura 4.12 Factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en ésta. (Janbú, 1968).

Donde:
γ = peso unitario promedio del suelo
H = altura del talud
q = sobrecarga
γ_w = peso unitario del agua
H_w = altura de agua fuera del talud
μ_q = factor de reducción por sobrecarga
μ_w = factor de reducción por sumergencia
μ_t = factor de reducción por grieta de tensión

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si no hay sumergencia, $\mu_w = 1$ y si no hay grieta de tensión, $\mu_t = 1$.

En la fórmula de Pd se toma q = 0, $\mu_q = 1$ para la condición no consolidada

Paso 7. *Calcular el número de estabilidad N_O*
De la Figura 4.14, se determina el valor del número de estabilidad, No, que depende del ángulo del talud.

Paso 8. *Calcular la cohesión requerida*
Se calcula despejando c_{req} de la fórmula del número de estabilidad No.

$$N_o = \frac{\gamma * H}{C_{req}}$$

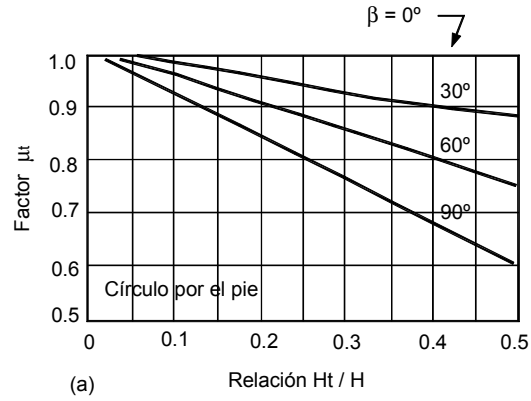
Paso 9. *Calcular el factor de seguridad*
Se utiliza la expresión:

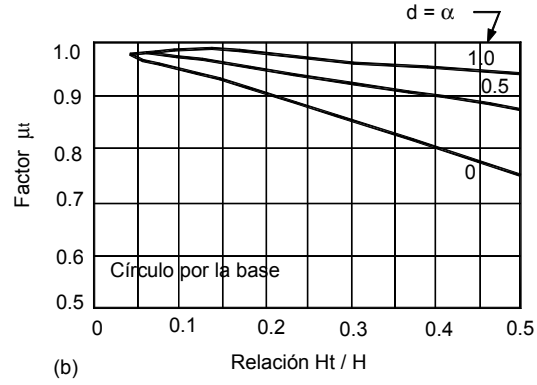
$$F.S. = \frac{N_o * C_{req}}{P_d}$$

Procedimiento para las Tablas de Janbú para $\phi > 0$.

A continuación, se describen los pasos a seguir para este caso, que es similar al anterior desde el paso 1 hasta el paso 6.

Paso 1. *Parámetros que se requieren para el análisis*
Paso 2. *Calcular el factor d.*
Paso 3. *Obtener la localización del círculo crítico.*
Paso 4. *Calcular C promedio*
Paso 5. *Calcular el factor de reducción*
Paso 6. *Calcular P_d*





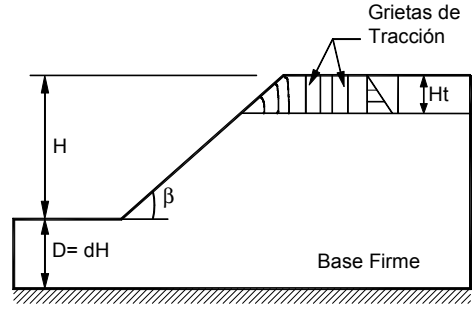


Figura 4.13 Factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en ésta.

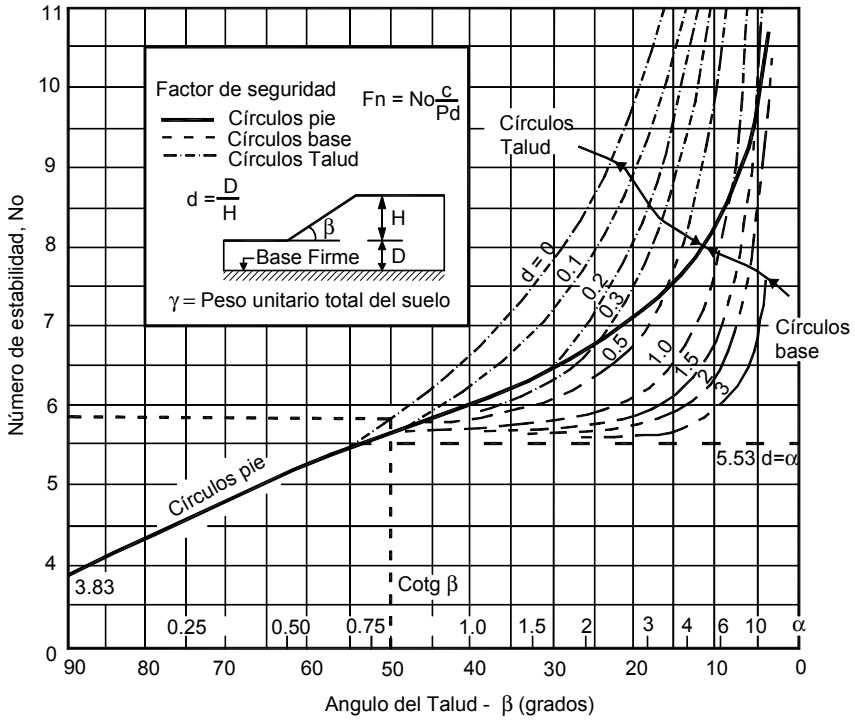


Figura 4.14 Número de estabilidad.

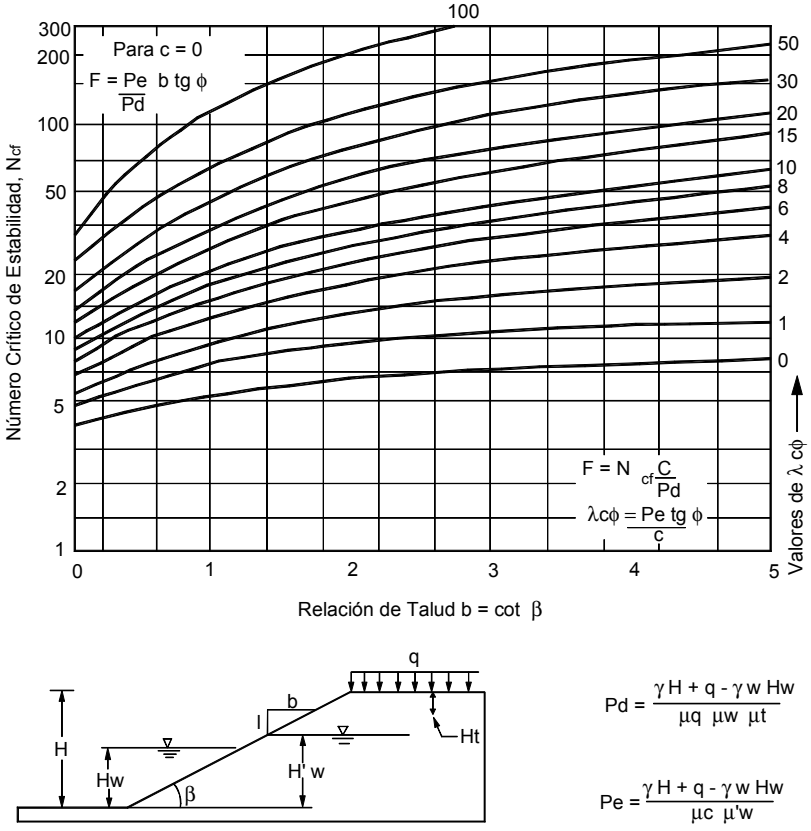


Figura 4.15 Número de estabilidad N_{cf}.

***Paso 7**. Calcular P_e.*
P_e se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{(\gamma * H) + q - (\gamma_w * H'_w)}{\mu_q * \mu'_w}$$

Donde:
H'_w = altura del agua dentro del talud.
μ'_w = factor de reducción por infiltración.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente, de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, se toma q=0 y $\mu_q = 1$ en la fórmula de P_e. Si no existe sobrecarga, $\mu_q = 1$, y si no existe infiltración, $\mu'_w = 1$.

***Paso 8**. Calcular el parámetro a dimensional $\lambda C\phi$.*
Este parámetro es calculado con la siguiente fórmula:

$$\lambda C\phi = \frac{P_e * \tan\phi}{C}$$

Donde:
tan ϕ = valor promedio de tan ϕ.
C = valor promedio de las cohesiones

***Paso 9.** Calcular el número de estabilidad N_{cf}*
Para calcular este número de estabilidad, se usa la tabla presentada en la Figura 4.15.

***Paso 10.** Calcular el factor de seguridad*
El factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$F.S. = N_{cf} * \frac{C}{P_d}$$

***Paso 11**. Obtener la localización del círculo crítico.*
Para obtener las coordenadas del círculo crítico, se emplea la tabla mostrada en la Figura 4.16.
Se calcula b = cot ß Y

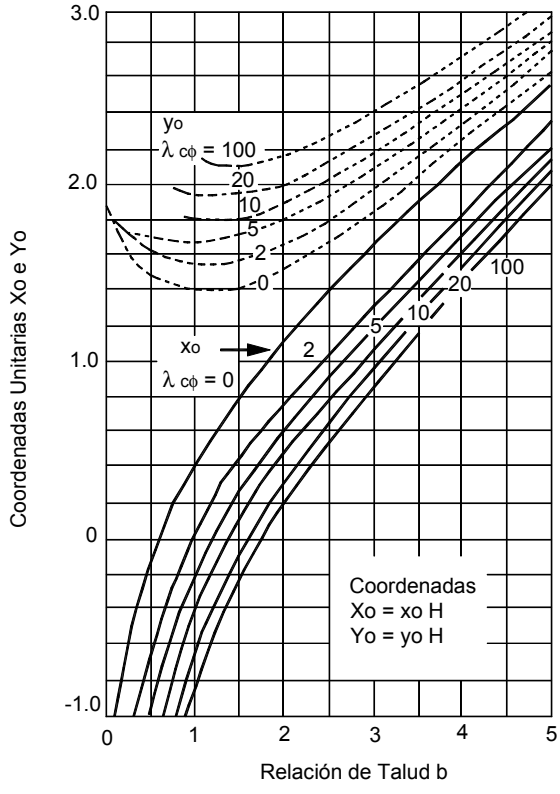


Figura 4.16 Coordenadas del centro del círculo crítico (suelos con $\phi > 0$).

MÉTODO DEL TALUD INFINITO

Con frecuencia, en los deslizamientos de gran magnitud, la mayor parte de la masa deslizada se mueve aproximadamente en forma paralela a la superficie del terreno. La naturaleza del movimiento está controlada por algún elemento geológico como una capa de roca o una capa de materiales poco resistentes. Si la longitud relativa del deslizamiento es muy grande en relación con su espesor, la contribución de la resistencia en la cabeza y el pie del deslizamiento, es menor comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla.

En las condiciones indicadas, se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es mayor comparada con su espesor. Este tipo de deslizamiento se puede analizar suponiendo un talud infinito.

El método del talud infinito es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual, cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Figura 4.17). Las suposiciones del método del talud infinito son las siguientes: suelo isotrópico y homogéneo, talud infinitamente largo y superficie de falla paralela al talud. El principal uso del método del talud infinito es la elaboración de planos de amenaza a los deslizamientos mediante el uso de SIGs.

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse (para un talud infinito) a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr - Coulomb.

Analizando el elemento de la figura 4.17 y realizando una igualdad de fuerzas resistentes y actuantes, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w h)\cos^2\beta \tan\phi'}{\gamma z sen\beta \cos\beta}$$

Simplificando para un talud seco de suelos sin cohesión (c' = 0)

$$F.S. = \frac{Tan\phi}{Tan\beta}$$

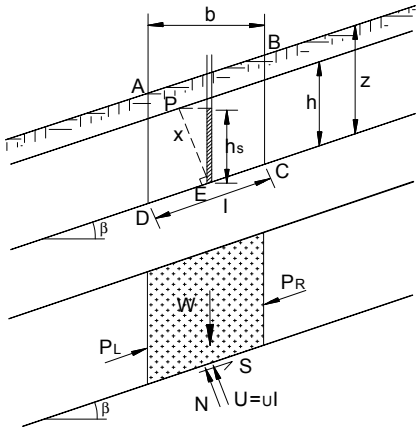


Figura 4.17 Diagrama de análisis, método del talud infinito. (Cornforth, 2005).

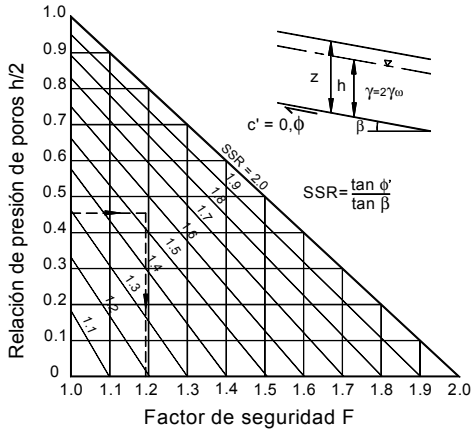


Figura 4.18 Determinación del factor de seguridad FS para diferentes alturas del nivel de agua de una determinada relación de resistencia para el talud seco (SSR). (Cornforth, 2005).

El ángulo de fricción para el factor de seguridad igual a 1.0, se le denomina ángulo de reposo.

Si en el caso anterior, el nivel de agua se encuentra en la superficie del terreno y por lo tanto, el suelo se encuentra totalmente saturado y la cohesión es cero, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\gamma' \tan\phi'}{\gamma \tan\beta}$$

Donde:
γ' = peso unitario sumergido
γ = peso unitario saturado

De la anterior expresión se obtiene que si el suelo se encuentra saturado totalmente, el factor de seguridad es aproximadamente la mitad del factor de seguridad del talud seco. El factor de seguridad disminuye a medida que sube el nivel del agua (Figura 4.18). El factor de seguridad varía con la posición del nivel freático de acuerdo con la relación r_u que se denomina coeficiente de presión de poros y que relaciona la presión de poros con la altura del suelo.

$$r_u = \frac{u}{\gamma z}$$

El método del talud infinito también se puede aplicar a los taludes de suelos cohesivos siempre y cuando la falla sea paralela a la superficie del talud.

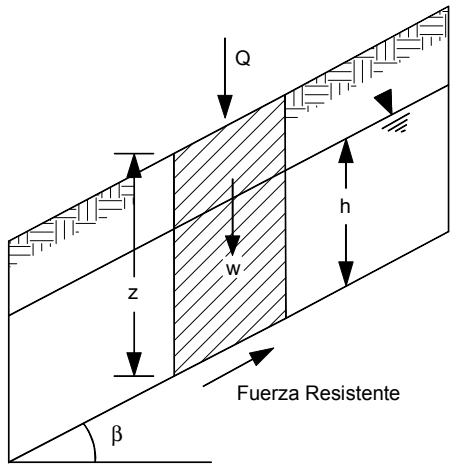


Figura 4.19 Talud infinito.

El método del talud infinito cumple condiciones para el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos a pesar de que no se considera explícitamente, debido a que las fuerzas son colineales y la fuerza normal actúa en el centro del bloque (Duncan y Wright, 2005).

Este método es muy preciso para el análisis de los suelos estratificados, con falla paralela a la superficie del terreno.

Procedimiento para el Método de Talud Infinito

Paso 1. *Parámetros que se requieren para el análisis.* Se requiere conocer:

- Altura de la masa deslizante z (metros).
- Altura del agua subterránea medida durante el movimiento h (metros).
- Ángulo de inclinación con la horizontal ß (grados).
- Peso especifico del suelo γ (KN/m^3).
- Ángulo de fricción ϕ (grados).
- Cohesión C (KN/m^2).

Paso 2. *Calcular el factor de seguridad.*
El factor de seguridad varía con la posición del nivel freático y se determina por medio de la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{Pp + c'_m L + (W - u)\tan\theta_m'}{P_a}$$

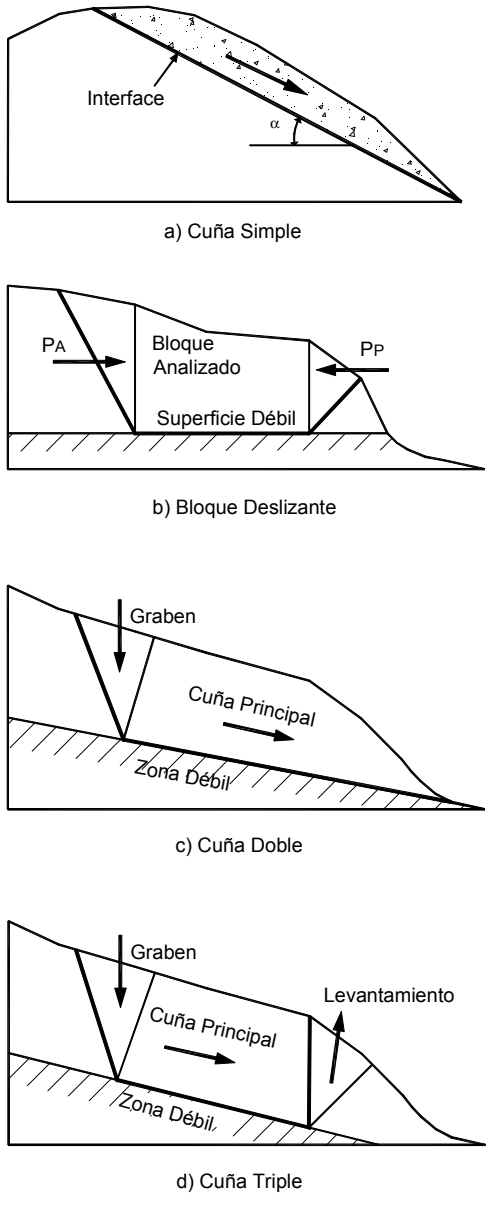


Figura 4.20 Tipos de bloques o cuñas para análisis de estabilidad de los taludes.

ANÁLISIS DE BLOQUES O CUÑAS

El análisis de estabilidad de los taludes puede realizarse suponiendo superficies de falla rectas predeterminadas. Pueden analizarse superficies compuestas por una sola línea o por varias líneas, formando cuñas simples, dobles o triples (Figura 4.20). Este tipo de análisis es apropiado cuando hay una superficie potencial de falla relativamente recta a lo largo de un material relativamente duro o relativamente blando; por ejemplo, los mantos aluviales débiles. Uno de estos métodos es conocido como "método del bloque deslizante".

En el análisis de cuñas dobles o triples, se requiere determinar la localización del bloque central crítico, las inclinaciones críticas de las cuñas activa y pasiva, y los factores de seguridad mínimos o críticos.

Los métodos para la localización del bloque central crítico se muestra en la figura 4.21 (a) y se refieren a la variariación sistemática de las coordenadas de los dos extremos de la base del bloque central hasta encontrar el factor de seguridad mínimo. Para cada posición del bloque central, se varían las inclinaciones de las cuñas activa y pasiva con el fin de encontrar el factor de seguridad mínimo para cada posición del bloque. (Figura 4.21 (b)). Una suposición que se efectúa con frecuencia, es establecer la inclinación de cada cuña activa a un ángulo de 45º + ϕ'/2 y cada cuña pasiva a 45º - ϕ'/2. Esta suposición solo es válida cuando las superficies superiores de las cuñas son horizontales, pero puede utilizarse cuando son pendientes suaves. Otra técnica utilizada es la suposición de cuñas que aumentan de inclinación, de abajo hacia arriba.

Método del Bloque Deslizante

El análisis del bloque deslizante se puede utilizar cuando a una determinada profundidad existe una superficie de debilidad relativamente recta y delgada(subhorizontal). La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independiente, al utilizar las fuerzas entre bloques (Figura 4.22).

No se considera la deformación de los bloques, que es útil, cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

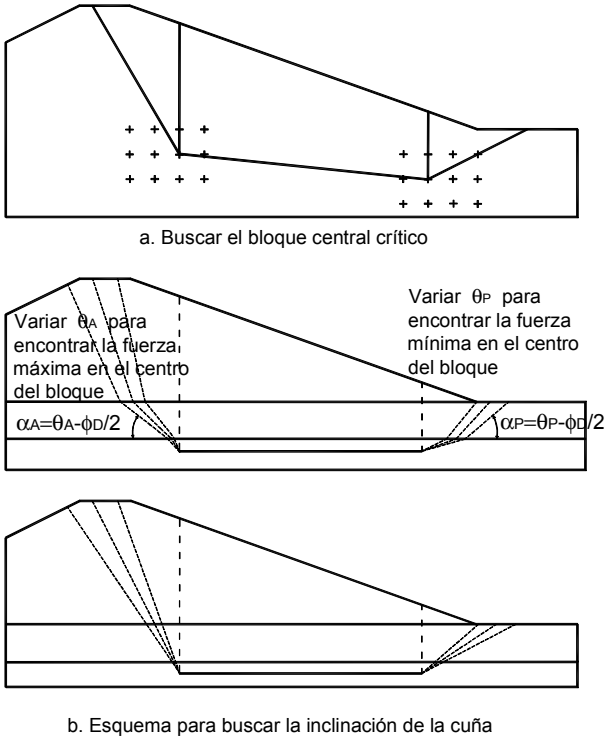


Figura 4.21 Análisis de cuñas. Suposiciones de localización de cuñas para calcular factores de seguridad (U. S. Army Corps of Engineers, 2003).

En el caso de tres bloques, a la cuña superior se le llama "cuña activa" y las otras dos, "cuña central" y "pasiva", respectivamente. El factor de seguridad se puede calcular sumando las fuerzas horizontales de esta manera:

$$F.S. = \frac{(C * L) + (W \cos\alpha * Tan\phi')}{Wsen\alpha}$$

Donde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

c'_m = Cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central.

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central.

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central.

θ_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque.

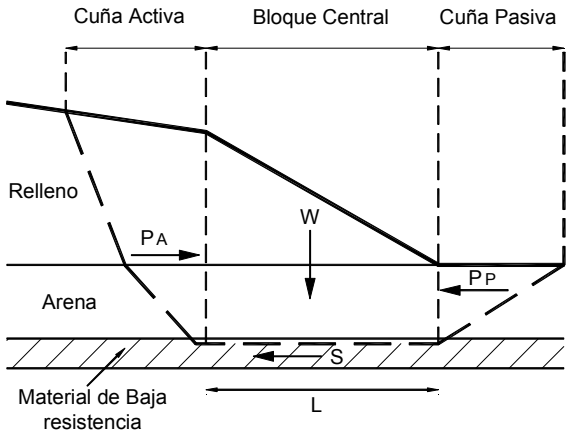


Figura 4.22 Esquema del método del bloque deslizante.

Los valores de las presiones activas y pasivas se pueden obtener utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb; teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada. Cuando hay dos bloques interrelacionados, se puede obtener una expresión similar.

Método de la Cuña Simple

Este método supone una superficie recta de un solo tramo, el cual puede analizarse como una cuña simple, con la superficie de falla inclinada, a un determinado ángulo con la horizontal (Figuras 4.23 y 4.24). Una falla de superficie plana puede ser analizada, fácilmente, con una solución de forma cerrada, la cual depende de la geometría de la pendiente y de los parámetros de fuerza cortante del suelo a lo largo del plano de falla.

Se requiere calcular las siguientes fuerzas:

- El peso de la cuña (W), descompuesto en la fuerza tangente y la fuerza normal, FN y FT.
- FN = W cosα
- FT = W senα
- La fuerza de cohesión, Fc = C x L
- La fuerza de fricción, Fϕ = FN x Tan ϕ'.

El factor de seguridad se determina por medio de la expresión:

$$F.S. = \frac{(C * L) + (W \cos\alpha * Tan\phi')}{Wsen\alpha}$$

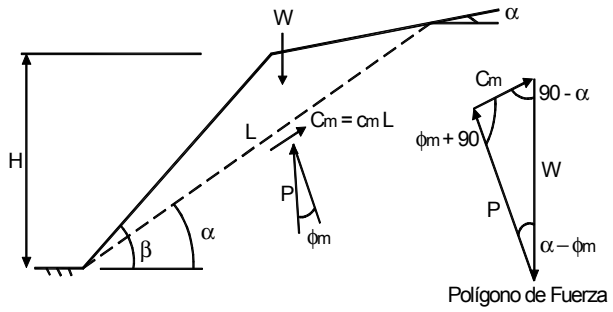


Figura 4.23 Fuerzas que actúan sobre una cuña simple.

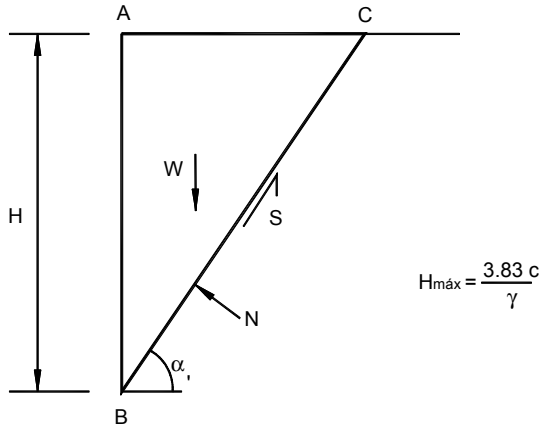


Figura 4.24 Análisis de la altura máxima de un talud vertical en un suelo cohesivo analizado con cuña simple (Cornforth, 2005).

Método de la Cuña Doble

Se hace el análisis de una cuña con dos tramos rectos de superficie de falla (figura 4.25). La cuña superior tiene generalmente una pendiente fuerte y la inferior, una pendiente más suave.

La cuña superior genera una fuerza de empuje sobre la cuña inferior y ésta debe ser capaz de resistir la fuerza impuesta por la cuña superior.

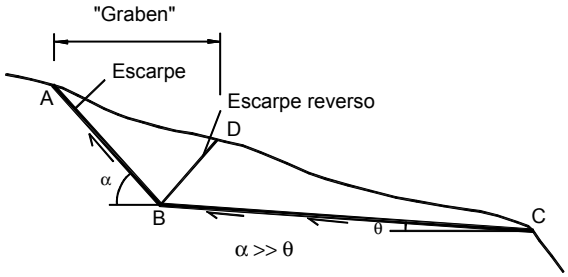


Figura 4.25 Sección típica de una falla de doble cuña (Cornforth, 2005).

Generalmente se utiliza para simular fallas sobre las superficies planas, duras, tales como roca o sobre superficies planas, blandas (manto de arcilla blanda).

Debido a que las dos cuñas son geométricamente muy diferentes, se produce un hundimiento de la cuña superior (graben) y la cuña inferior se mueve horizontalmente.

En el campo, este tipo de fallas se reconocen por la presencia del "graben" (figura 4.26). La localización, profundidad y extensión del "graben" permite determinar la profundidad de la falla en campo. Para el análisis, se estudia la estabilidad de cada bloque en forma independiente con las respectivas fuerzas (Figura 4.27).

Adicionalmente a la formación del "graben", se puede presentar un escarpe secundario en la parte inferior del deslizamiento y en la práctica, se forman tres cuñas.

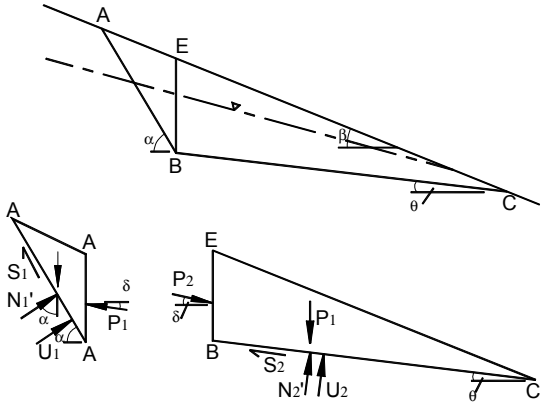


Figura 4.27 Fuerzas que actúan sobre las cuñas en una falla de doble cuña. (Cornforth, 2005).

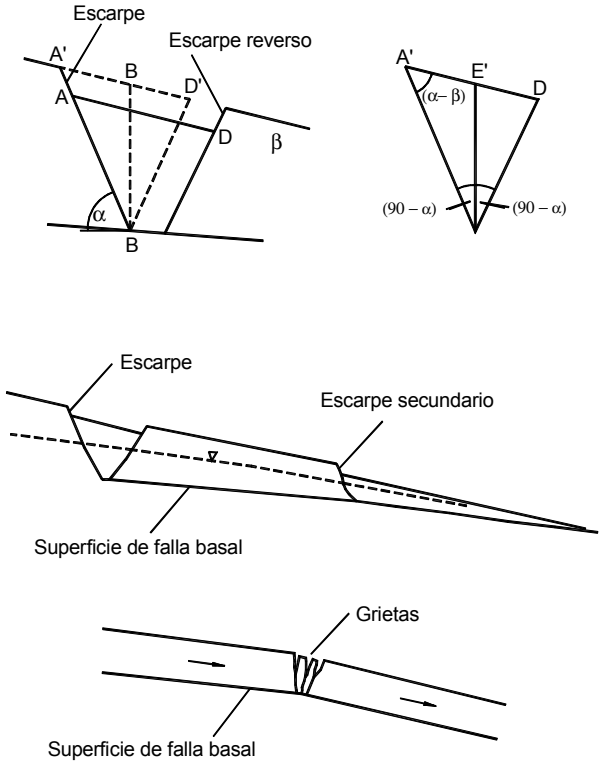


Figura 4.26 Formación de "graben" en una falla de doble cuña (Cornforth, 2005).

Método de la Cuña Triple

La falla de triple cuña es común en los grandes deslizamientos. Al igual que la falla de doble cuña, ésta es controlada por detalles geológicos como, una formación de roca o la presencia de mantos blandos. En la figura 4.28 se muestra cómo ocurre un hundimiento en la parte superior del deslizamiento (graben) y como ocurre un levantamiento en la parte inferior, del tal modo, que se forma la tercera cuña.

En la falla de triple cuña, las dos cuñas superiores empujan a la cuña inferior para generar el levantamiento del pie del movimiento. Uno de los factores más importantes para determinar son los ángulos de falla de la cuña superior y de la cuña inferior, los cuales no son controlados por las características geológicas del talud. El análisis se realiza estudiando (en forma independiente) las fuerzas que actúan sobre cada bloque (Figura 4.29).

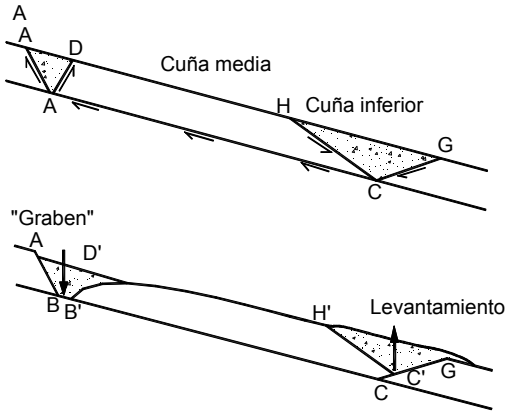


Figura 4.28 Esquema típico de una falla de triple cuña (Cornforth, 2005).

Ángulos de las Cuñas

Cuando se encuentra un caso para el análisis con cuña triple, es importante investigar los posibles ángulos de las cuñas de la cabeza y del pie. Existe muy poca información de casos históricos y no existen reglas simples para suponer estos ángulos (Cornforth, 2005). Cuando ocurre una falla, se recomienda excavar "apiques" para determinar los ángulos con el objeto de poderlos utilizar en el ánalisis de casos similares en la misma formación geológica.

Generalmente, la inclinación de la cuña superior es de pendiente fuerte y la de la cuña inferior es de baja pendiente, esta inclinación puede ser hasta de 10º.

MÉTODO DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA

En el procedimiento de la espiral logarítmica, la superficie de falla se supone que tiene una forma de espiral como se muestra en la figura 4.30.

Inicialmente, suponemos un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación θ, alrededor del centro de la espiral, de acuerdo con la expresión:

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi d}$$

Donde:

ϕ_d = es el ángulo de fricción desarrollado el cual, depende del ángulo de fricción del suelo y del factor de seguridad.

Los esfuerzos al cortante se pueden expresar en esfuerzos totales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F}$$

o en términos de las resistencias desarrolladas.

$$\tau = C_d + \sigma \tan \phi_d$$

Las ecuaciones de la espiral logarítmica son relativamente complejas para los cálculos manuales, debido a la forma de la superficie de falla.

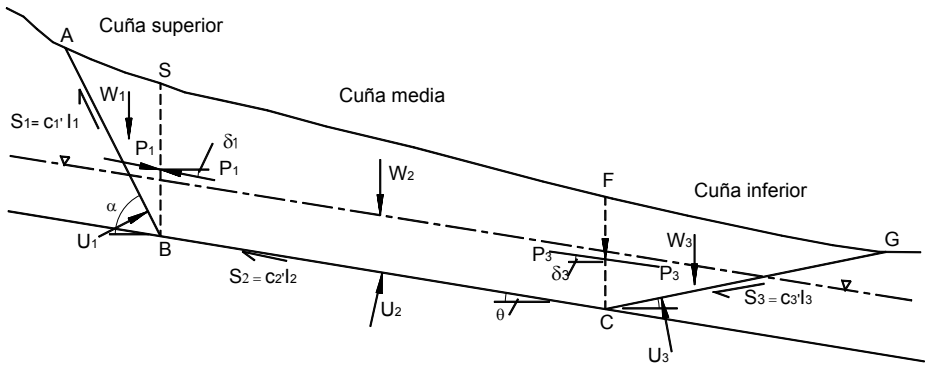


Figura 4.29 Fuerzas que actúan en una falla de triple cuña, (Cornforth, 2005).

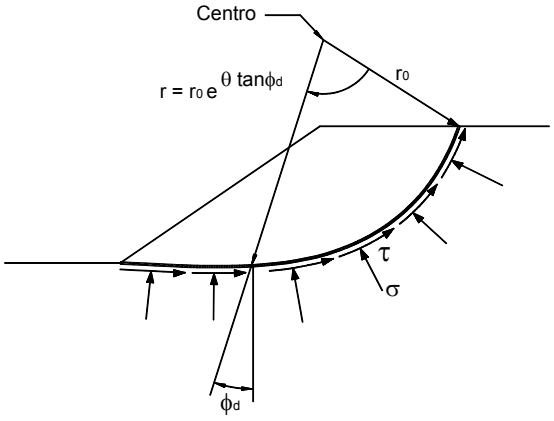


Figura 4.30 Talud y superficie de falla espiral logarítmica (Frohlich, 1953).

Sin embargo, con el uso del computador el análisis relativamente es sencillo. El método de la espiral logarítmica satisface equilibrios de fuerzas y de momentos y eso hace que el procedimiento sea comparativamente preciso.

Para algunos autores, el método de la espiral logarítmica teóricamente es el mejor procedimiento para el análisis de taludes homogéneos. Igualmente, este método es utilizado en varios programas de computador para el diseño de taludes reforzados utilizando geomallas o "nailing" (Duncan y Wright, 2005).

MÉTODOS DE CÍRCULOS DE FALLA

Las fallas observadas en los materiales relativamente homogéneos, ocurren a lo largo de las superficies curvas. Por facilidad de cálculo, las superficies curvas se asimilan a círculos y la mayoría de los análisis de estabilidad de taludes se realizan suponiendo fallas circulares.

La localización de los círculos de falla generalmente se hace dibujando una grilla de puntos para centros de giro de los círculos y desde esos puntos, se trazan los círculos utilizando alguno de los siguientes criterios (Figura 4.31):

- Círculos de igual diámetro.
- Círculos que pasan por un mismo punto.
- Círculos tangentes a una o varias líneas determinadas.

Los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos se calculan por medio de uno o varios de los métodos existentes y el factor de seguridad del talud es el mínimo F. S. obtenido de todos los círculos analizados.

Método del Arco Circular

El método del arco circular se le utiliza sólo para los suelos cohesivos ($\phi = 0$). El método fue propuesto por Petterson en 1916 (Petterson, 1955) pero sólo fue formalizado por Fellenius en 1922.

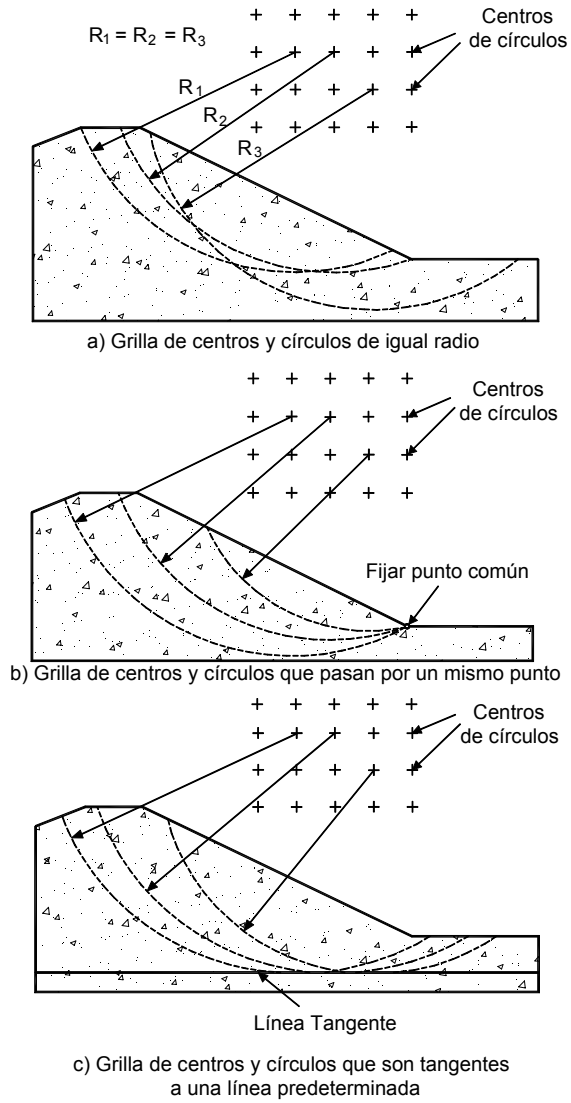


Figura 4.31 Alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes (U. S. Corps of Engineers, 2003).

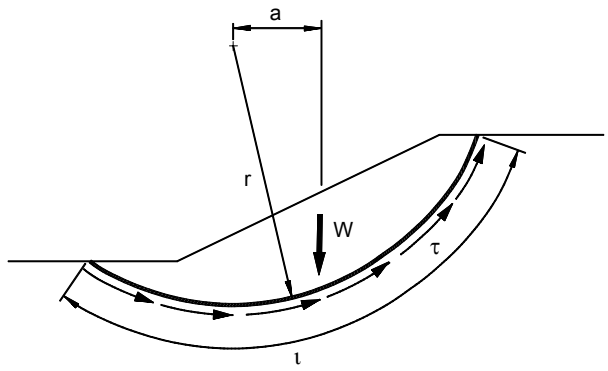


Figura 4.32 Fuerzas en un análisis de arco circular ($\phi = 0$) (Duncan y Wright, 2005).

En la práctica, el método es un caso de la espiral logarítmica en el cual la espiral se convierte en círculo. No obstante, los análisis son mucho más sencillos para el caso del arco circular y por otra parte, el desarrollo de este método fue anterior al de la espiral logarítmica.

En el método del arco circular se supone un círculo de falla y se analizan los momentos con relación al centro del círculo (Figura 4.32).

$$F = \frac{clr}{W_a}$$

Donde:
c = cohesión.
l = longitud del arco de círculo.
r = radio del círculo.
W = peso total de la masa en movimiento.
a = brazo de la fuerza W con respecto al centro del círculo

El método del arco circular satisface tanto el equilibrio de fuerzas como el equilibrio de momentos. Aunque la ecuación fue desarrollada inicialmente para un valor único de cohesión, puede extenderse para cohesiones diferentes a lo largo del arco circular y se puede reemplazar el término $c * l * r$ por el término $\Sigma\, c * l * r$.

El procedimiento de análisis es sencillo y la única dificultad es el cálculo del brazo ("a") para el momento de la fuerza W. Comúnmente, el análisis se realiza en forma manual elaborando gráficos.

Métodos de Dovelas

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales. El número de tajadas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de tajadas, se supone que los resultados serán más precisos. En los procedimientos de análisis con tajadas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas (figura 4.33).

Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (Figuras 4.34 y 4.35). El método ordinario o de Fellenius, no tiene en cuenta las fuerzas entre tajadas.

El método simplificado de Bishop supone que las fuerzas laterales entre tajadas, son horizontales y desprecia las fuerzas de cortante y otros métodos más precisos como los de Morgenstern y Price, que utilizan una función para calcular las fuerzas entre dovelas.

Método Ordinario o de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el Factor de Seguridad.

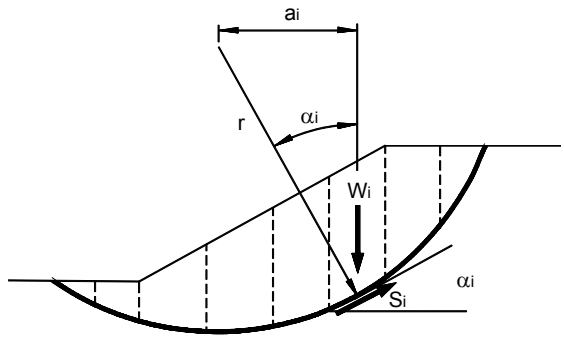


Figura 4.33 Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas (Duncan y Wright, 2005).

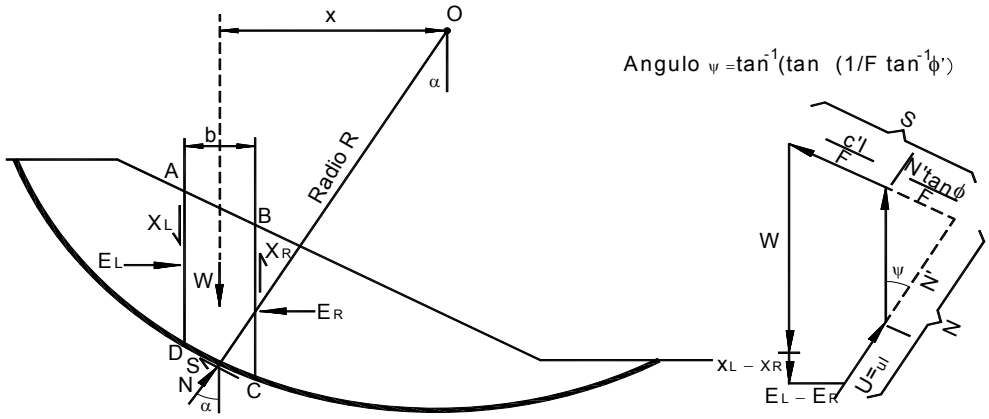


Figura 4.34 Fuerzas que actúan sobre una dovela en un análisis de estabilidad del arco circular con dovelas. (Cornforth, 2005).

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 4.36):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierra y cortante en las paredes entre dovelas, no son consideradas por Fellenius.

Al realizar la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum\left[C'\Delta l + \left(W\cos\alpha - u\Delta l\cos^2\alpha\right)Tan\phi'\right]}{\sum Wsen\alpha}$$

Donde:

α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

Δl = longitud del arco de círculo en la base de la tajada

C', φ' = Parámetros de resistencia del suelo.

La ecuación anterior se conoce como ecuación de Fellenius.

El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Para el caso de $\varphi = 0$, el método ordinario da el mismo valor del factor de seguridad que el método del arco circular.

Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o en el computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor.

Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño, sino solamente como una base de referencia. Generalmente, el método ordinario da factores de seguridad menores que otros métodos.

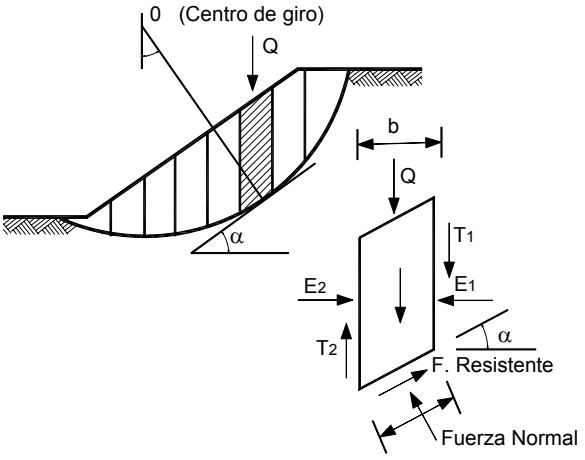


Figura 4.35 Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

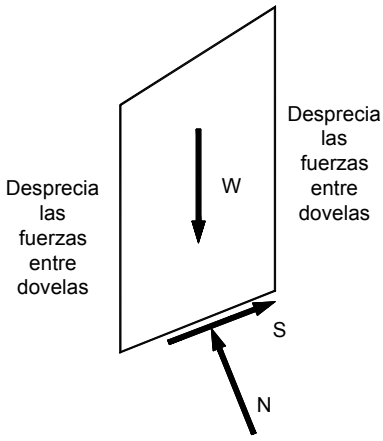


Figura 4.36. Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius (Duncan y Wright, 2005).

Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales (Figura 4.37); es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum\left[\dfrac{c'\Delta l\cos\alpha + \left(W'u\Delta l\cos\alpha\right)\tan\phi'}{\cos\alpha + \left(sen\alpha\tan\phi'\right)/FS}\right]}{\sum Wsen\alpha}$$

Donde:

Δl = longitud de arco de la base de la dovela
W = Peso de cada dovela
C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.
u = Presión de poros en la base de cada dovela = γ_w x h_w
α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Como se puede observar en la ecuación, el término factor de seguridad FS se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; se requiere un proceso de interacción para calcular el factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario.

Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.

Método de Janbú

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante.

Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_o. El factor f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 4.38). Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos, la suposición de f_0 puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis.

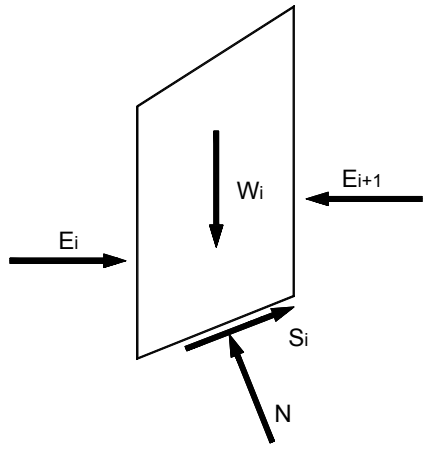


Figura 4.37 Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado (Duncan y Wrigth, 2005).

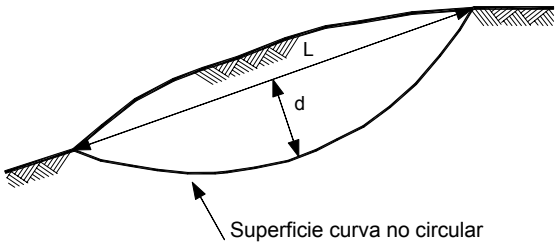
El método de Janbú solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_o \sum \left\{ \left[c'b + (W - ub) Tan\phi \right] \frac{1}{\cos\alpha \; ma} \right\}}{\sum (W \tan\alpha)}$$

Método del Cuerpo de Ingenieros (Sueco Modificado)

En el método del Cuerpo de Ingenieros (1970) la inclinación de las fuerzas entre dovelas,/ es seleccionada por el analista y tiene el mismo valor para todas las dovelas.

El Cuerpo de Ingenieros recomienda que la inclinación debe ser igual al promedio de la pendiente del talud. Este método satisface equilibrio de fuerzas pero no satisface el equilibrio de momentos.



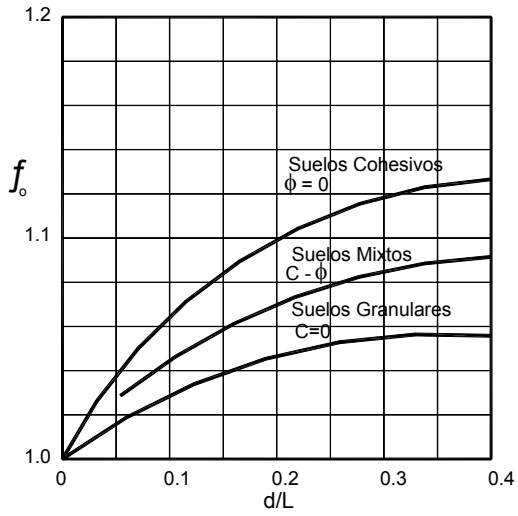


Figura 4.38 Diagrama para determinar el factor f_o para el método de Janbú.

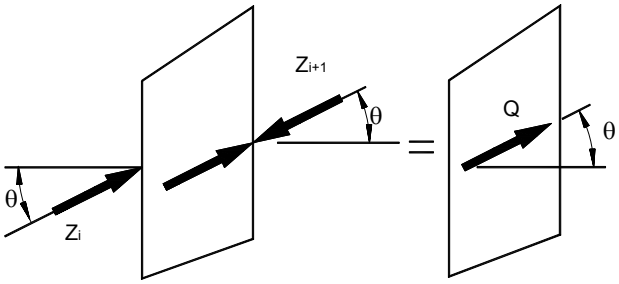


Figura 4.39 Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer.

Método de Lowe y Karafiath

El método de Lowe y Karafiath (1960) es prácticamente idéntico al del Cuerpo de Ingenieros, con la excepción que que la dirección de las fuerzas entre partículas, varía de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del Cuerpo de Ingenieros, es muy sensitivo a la inclinación supuesta de las fuerzas entre partículas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas, se varía substancialmente el factor de seguridad.

Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación (figura 4.39).

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ (Figura 4.40).

Para resolver las ecuaciones F y θ, se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error.

Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad. (Duncan y Wright, 2005).

Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

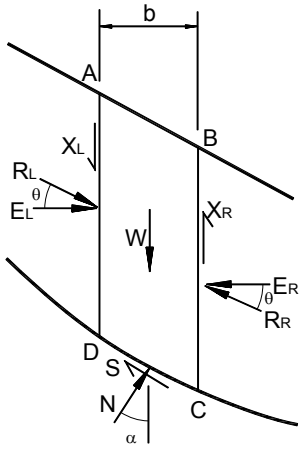


Figura 4.40 Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.

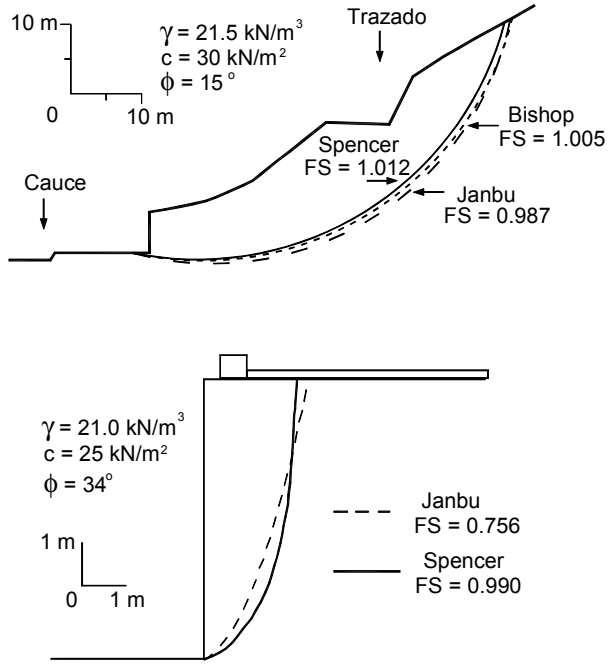


Figura 4.41 Diferencias entre los resultados de varios métodos. En cuál de los casos es fundamental saber cuál de los métodos es el que da el verdadero valor del Factor de Seguridad? (Dibujo de Payá).

Método de Chen y Morgenstern

El método de Chen y Morgenstern (1983) es una refinación del método de Morgenstern y Price e intenta mejorar los estados de esfuerzos en las puntas de la superficie de falla. Chen y Morgenstern recomiendan las fuerzas entre partículas, deben ser paralelas al talud, en los extremos de la superficie de falla.

Método de Sarma

El método de Sarma (1973) es muy diferente a todos los métodos descritos anteriormente porque éste considera que el coeficiente sísmico y el factor de seguridad son desconocidos. Se asume entonces, un factor de seguridad y se encuentra cuál es el coeficiente sísmico requerido para producir éste.

Generalmente, se asume que el factor de seguridad es 1.0 y se calcula el coeficiente sísmico requerido para que se obtenga este factor de seguridad. En el método de Sarma, la fuerza cortante entre tajadas es una relación con la resistencia al cortante. El procedimiento de Sarma fue desarrollado para análisis sísmicos de estabilidad y tiene algunas ventajas sobre otros métodos para este caso.

Tabla 4.4 Comparación de los resultados del cálculo de factor de seguridad para varios métodos (Fredlund y Krahn, 1977).

Talud	Factor de Seguridad Calculado				
	Bishop	Spencer	Janbú	Morgenstern-Price	Ordinario
Talud 2H:1V	2.08	2.07	2.04	2.08	1.93
Talud sobre una capa de suelo débil	1.38	1.37	1.45	1.38	1.29
Talud con una línea piezométrica	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69
Talud con dos líneas piezométricas	1.25	1.25	1.33	1.25	1.17

COMPARACIÓN DE LOS DIVERSOS MÉTODOS

La cantidad de métodos que se utilizan, dan resultados diferentes y en ocasiones, contradictorios los cuales son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos de todo el mundo, son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. Cada método da valores diferentes en el factor de seguridad (Figura 4.41).

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados por el método de Bishop difieren aproximadamente un 5% con respecto a soluciones más precisas. Mientras el método simplificado de Janbú generalmente subestima el factor de seguridad hasta valores del 30 y en algunos casos los sobreestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Freddlund y Krahn (1977) Tabla 4.4.

Los métodos que satisfacen el equilibrio en forma más completa son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan, con frecuencia, problemas numéricos que conducen a valores irreales de F.S, por exceso o defecto.

Por las razones anteriormente expuestas, se prefieren los métodos más sencillos y fáciles de manejar como es el método simplificado de Bishop. Todos los métodos que satisfacen el equilibrio completo, dan valores similares del factor de seguridad (Fredlund y Krahn, 1977, Duncan y Wright, 1980). No existe un método de equilibrio completo que sea significativamente más preciso que otro. El método de Spencer es más simple que el de Morgenstern y Price o el de Chen y Morgenster. Los métodos de Morgenstern son más flexibles para tener en cuenta diversas situaciones de fuerzas entre dovelas; no obstante, se debe tener en cuenta que la dirección de las fuerzas entre partículas en estos métodos, no afecta en forma importante el resultado del factor de seguridad. El método de Sarma, tiene ciertas ventajas en relación con los demás métodos, para el análisis sísmico.

Alva Hurtado (1994) presenta las siguientes conclusiones al comparar los diversos métodos (Tabla 4.5).

- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, da el mismo factor de seguridad en el análisis de $\varphi = 0$ con superficies de falla circular.

- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), da error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poros pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%.

Para pendientes casi planas con presiones de poros altas, el error puede ser mayor del 50%.

- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poros bajas o altas, el método simplificado de Bishop es adecuado y estable para el análisis de falla circular.

- Numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla son muy parados, casi verticales.

- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el factor de seguridad es muy sensible a la inclinación asumida por las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi>0$ pero no conservador (10-15%) para $\phi=0$.

- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el factor de seguridad es muy pequeña, usualmente ± 5% de la respuesta correcta.

ANÁLISIS SÍSMICO

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud (de naturaleza cíclica) las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo, puede reducirse a causa de las cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones de poros altas.

La combinación de la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de los materiales no plásticos de grano fino, como son los limos o las arenas finas.

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica.

- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias.

- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.

- Fenómeno de resonancia.

- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos.

Para los eventos sísmcios se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de los taludes y laderas. (Houston y otros, 1987):

- Método seudoestático, en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.

- Método del desplazamiento o de las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark, 1965).

- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado (Castro y otros, 1985).

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio del análisis en dos o tres dimensiones, que utiliza un modelo específico, se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes (Finn 1988, Prevost y otros, 1985).

Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotecnia debido, especialmente, a su facilidad de implementación.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES UTILIZANDO MÉTODOS NUMÉRICOS

Frecuentemente, los mecanismos de falla de los deslizamientos son muy complejos e incluyen factores muy difíciles de investigar con análisis convencionales de límite de equilibrio. Estos análisis se limitan a problemas relativamente simples que incluyen muy poca información del mecanismo de falla. Las fallas de los taludes (en su gran mayoría) son progresivas, no se inicia la falla al mismo tiempo, como lo suponen los métodos de límite de equilibrio.

Tabla 4.5. Diferencias básicas entre diversos métodos de análisis de estabilidad de taludes (Alva Hurtado, 1994).

Procedimiento	Condición de Equilibrio Satisfecha				Ecuaciones e Incógnitas	Forma de la superficie de falla	Aplicable A	
	Mom. total	Mom. Dovela	Vert	Horiz			Cálculos Manuales	Cálculos en Computador
Método ordinario de dovelas	si	no	no	no	1	circular	si	si
Método de Bishop Modificado	si	no	no	no	n+1	circular	si	si
Método de Janbú Procedimiento generalizado de dovelas.	si	si	si	si	3n	cualquiera	si	si
Métodos de Spencer y Morgenstern y Price.	si	si	si	si	3n	cualquiera	no	si
Método de Lowe y Karafiath	no	no	si	si	2n	cualquiera	si	si
Método de Espiral Logarítmica	si	-	si	si	3	espiral logarítmica	si	si

La mayoría de problemas de estabilidad de taludes incluyen complejidades relacionados con geometría, anisotropía, comportamiento no lineal, esfuerzos "in situ" y la presencia de procesos concomitantes como son las presiones de poros y las cargas sísmicas.

La principal delimitación de los métodos de límite de equilibrio, está en su inhabilidad para tener en cuenta las deformaciones, las cuales pueden determinar el proceso de falla particularmente, en los procesos de falla progresiva y los que dependen del factor tiempo. Para resolver estas limitaciones se utilizan técnicas de modelación numérica que permiten soluciones aproximadas a problemas que no son posibles resolver utilizando procedimientos de límite de equilibrio. En este aspecto, los modelos númericos son más precisos.

Los modelos numéricos son muy útiles para analizar las fallas en las cuales no existe una superficie continua de cortante como es el caso de las fallas por "volteo". La incorporación de los defectos o discontinuidades dentro del modelo, permiten estudiar el comportamiento del talud.

Los métodos numéricos de análisis se pueden clasificar en varias categorías, como se muestra en la tabla 4.6.

Modelos Numéricos Continuos

Los modelos continuos son los mejores para analizar taludes de suelo, de roca masiva intacta, rocas blandas o materiales tan fracturados que se comportan como suelos. De estos se conocen los programas FLAC, UDEC (Benko-Stead-1993), PLAXIS entre otros.

El análisis con masas continuas utilizado en la estabilidad de taludes, incluye los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas. En ambos, el área problema se divide o discretiza en un grupo de subdominios o elementos. La solución del problema se basa en aproximaciones numéricas a las ecuaciones de equilibrio, esfuerzo-deformación y deformación-desplazamiento. Alternativamente, el procedimiento puede incluir aproximaciones a la conectividad de los elementos, la continuidad de los desplazamientos y los esfuerzos entre elementos.

Métodos de Elementos Finitos

El método de elementos finitos fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método, esencialmente, divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. En el método UDEC, el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables.

Estos elementos se interconectan en sus nodos y en los bordes predefinidos. El método típicamente utilizado, es la formulación de desplazamientos que presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente.

La herramienta es muy poderosa, su utilización es relativamente compleja y su uso se ha venido popularizando para la solución de problemas prácticos. Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad de la falla, pero esta limitación ha sido resuelta por métodos más recientes (Ugai, 1989).

El análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

- Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.

- Las condiciones de esfuerzos de frontera se deben satisfacer.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos, reales, para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales “in situ” que se requieren para ser incorporados en el modelo.

Tabla 4.6 Métodos numéricos para la estabilidad de taludes (Modificado de Deangeli y Ferrero, 2000).

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS	UTILIZACIÓN
Elementos Finitos (FEM)	Se asume una malla de elementos con sus respectivos nodos y las propiedades elastoplásticas de los materiales.	Se aplica a taludes que puedan considerarse como masas continuas sin bloques.
Diferencias Finitas(FDM)	Se elabora una malla con una variedad de relación esfuerzo-deformación.	Se utiliza para modelar masa rocosa con un alto grado de fracturación.
Elementos Distintos o Discretos (DEM)	Se divide el talud en elementos con sus propiedades internas y de las uniones entre los elementos que se pueden mover libremente.	Se aplica para analizar inclinación de bloques.
Elementos de Borde (BEM)	Se discretizan las áreas para poder modelar la ocurrencia de agrietamientos en el talud.	Se utiliza para estudiar problemas de propagación de grietas.

Generalmente, se hace el análisis en dos direcciones por la facilidad de su aplicación y de acuerdo con la capacidad de los computadores sencillos. Sin embargo, las soluciones en tres dimensiones son cada día más populares.

El análisis planar, o en dos direcciones, asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo; por lo tanto, para que se simulen las condiciones de campo, se requiere que existan esas condiciones.

El empleo del análisis en dos direcciones se puede ampliar aplicándole al modelo, una carga hidrostática lateral.

En la figura 4.42 se muestra una malla típica para el análisis de un talud por elementos finitos (Ashford y Sitar, 1994). Generalmente, las mallas analizadas contienen elementos de tamaño uniforme con anchos (w) y alturas (h) iguales. El tamaño y la forma de los elementos influyen en gran manera sobre los resultados obtenidos.

Es común que entre más pequeños sean los elementos, se obtengan mayores niveles de esfuerzos de tensión en la cresta del talud. La altura del elemento, es tal vez el factor más importante y se recomiendan por lo menos diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud para simular en forma precisa el comportamiento del éste.

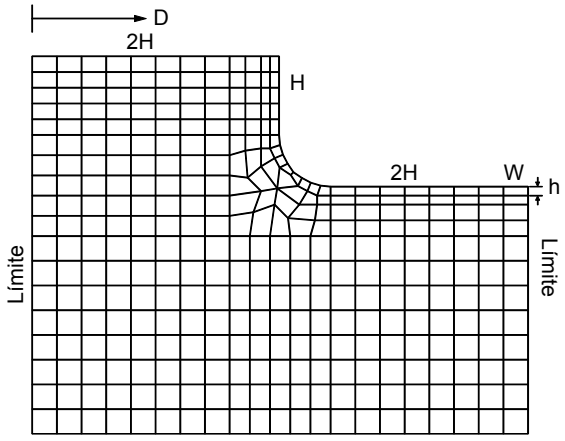


Figura 4.42 Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos (Ashford y Sitar, 1994).

En la literatura existe una gran cantidad de sistemas de elementos finitos con sus respectivos programas de computador. Los elementos finitos pueden emplearse para estudiar las diversas posibilidades de falla en un talud (Figura 4.43), o para encontrar los efectos de varios sistemas de estabilización en el estudio de casos generales, donde las propiedades de los suelos o rocas y condiciones de frontera, se pueden suponer. En la estabilidad de taludes, los métodos de elementos finitos en 3-D, permiten analizar condiciones que los métodos de equilibrio límite no permiten. El análisis en 3-D es el mayor aporte de los elementos finitos a la estabilidad de taludes (Figura 4.44).

El método de elementos finitos es hoy el más utilizado y probablemente, el modelo numérico más versátil para el análisis de estabilidad de taludes. Las principales ventajas y desventajas del método de elementos finitos se resumen en los siguientes puntos (Carter y otros, 2001).

Ventajas de los métodos de elementos finitos:

- Se puede considerar el comportamiento no lineal de los materiales en la totalidad del dominio analizado.
- Es posible modelar la secuencia de excavación incluyendo la instalación de refuerzos y sistemas de estructura de soporte.
- La falla es progresiva.
- Los detalles estructurales de juntas o fisuras cercanas pueden modelarse utilizando una técnica de homogenización.
- Se puede introducir un comportamiento de los materiales con base en el tiempo.
- El sistema de ecuaciones es simétrico con excepción de los problemas elastoplásticos y de flujo.
- Se puede emplear una formulación convencional de deformaciones para la mayoría de las posibilidades de carga.
- Se han desarrollado formulaciones especiales para incluir el análisis del agua subterránea.

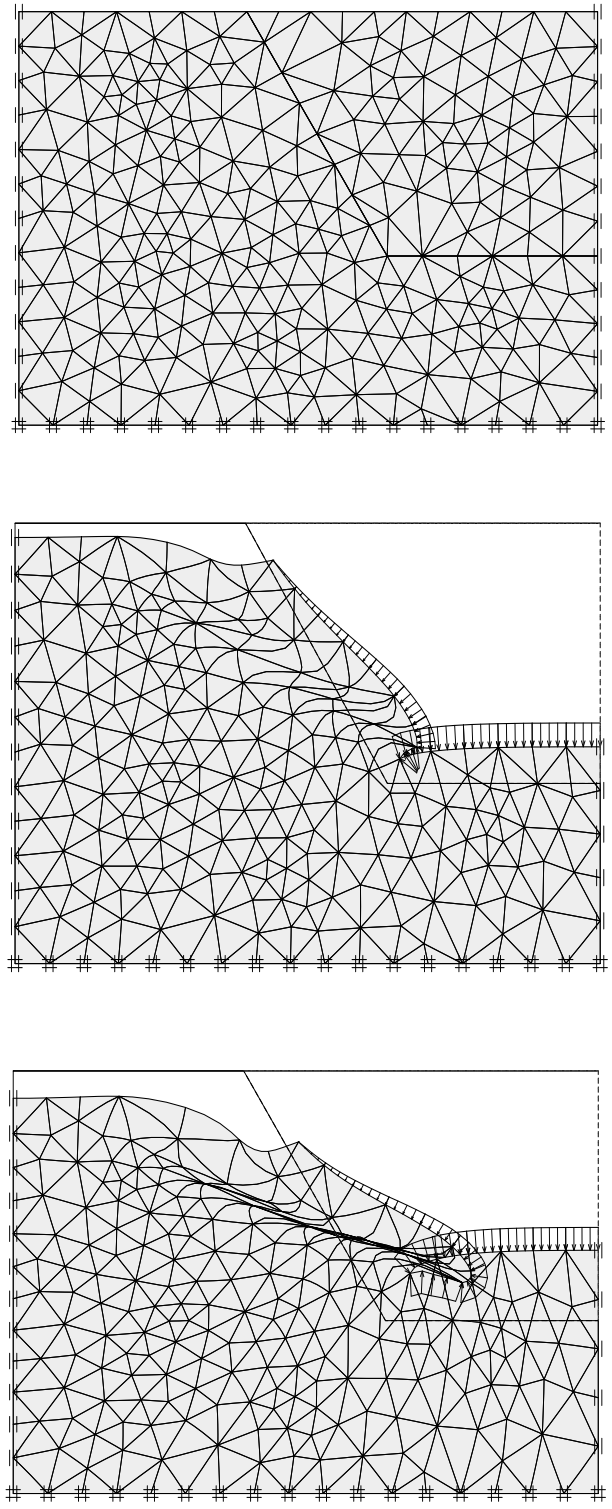


Figura 4.43 Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos. (PLAXIS).

- Existe mucha experiencia sobre el uso de estos modelos y los programas de software han sido actualizados teniendo en cuenta esas experiencias.

Desventajas de los métodos de elementos finitos.

- Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria dependiendo de la estructura general de los taludes y la implementación de los algoritmos del código de elementos finitos.

- La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.

- Algunos modelos requieren de algoritmos sofisticados de acuerdo con el tipo de material constitutivo utilizado.

- El método no es apropiado para rocas muy fracturadas o suelos altamente fisurados cuando las discontinuidades se encuentran distribuidas en forma no uniforme y controlan el comportamiento mecánico de los taludes.

Las anteriores desventajas son mucho más pronunciadas en el análisis 3D y menos fuertes en el análisis 2D. Sin embargo, teniendo en cuenta la tendencia a utilizar modelos 3D, el manejo de los modelos de elementos finitos, relativamente es complejo.

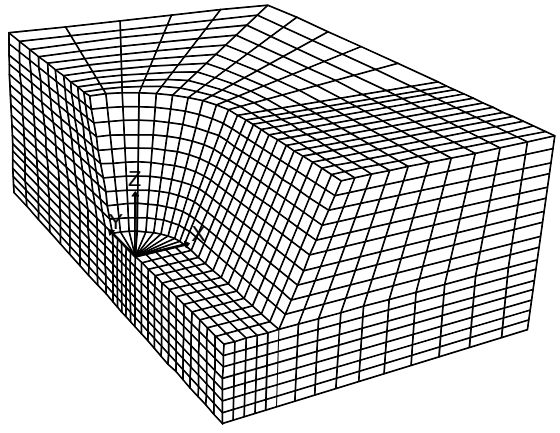


Figura 4.44 Malla típica 3D para un talud utilizando FLAC-3D.

Evaluación del Factor de Seguridad Utilizando Elementos Finitos

Ugai (1989) desarrolló un método para calcular el factor de seguridad utilizando el criterio de Mohr-Coulomb por medio de elementos finitos. El factor de seguridad es evaluado realizando una reducción gradual de los parámetros de resistencia al cortante c' y ϕ' del suelo e induciendo a una falla del análisis. Inicialmente, la fuerza de gravedad se aplica en estado elástico para obtener la primera distribución de esfuerzos en todo el talud. Luego, la reducción gradual de la resistencia va a producir un esfuerzo residual en los elementos fallados y así se evalúa la fuerza residual.

El valor inicial de F se asume lo suficientemente pequeño para obtener como resultado un problema elástico. Luego el valor de F se va aumentando etapa por etapa hasta que se desarrolle una falla global del talud (Popescu y otros, 2000).

A este método se le conoce como modelo de elementos finitos de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM). En forma similar, se han desarrollado procedimientos para calcular el factor de seguridad para envolventes de falla no lineales (Tanaka y Sakai, 1993). Los resultados del círculo crítico de falla y el factor de seguridad, son diferentes si se asume que la envolvente de falla es o no lineal.

Si se supone la envolvente de falla no lineal (Criterio de Maksimovic), las superficies críticas de falla son menos profundas y los factores de seguridad son significativamente menores.

Métodos de Diferencias Finitas

En el método de diferencias finitas, los materiales son representados por zonas que forman una malla de acuerdo con la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación (FLAC 1998). El método se basa en el esquema de cálculo de "Lagrange", el cual permite modelar deformaciones de gran escala y el colapso de los materiales.

El esquema general del análisis consiste en el reequilibrio del sistema y el estudio de las condiciones de falla (Figura 4.45). El método de diferencias finitas es poco utilizado en la estabilidad de taludes, con excepción de los análisis de flujo, consolidación y transporte de contaminantes. Sin embargo, el método puede manejarse en reemplazo o como complemento del método de elementos finitos. El método de diferencias finitas tiene la ventaja de que no requiere la solución de gran cantidad de ecuaciones y es más fácil introducir modelos especiales de suelo. No obstante, el modelo de diferencias finitas es muy complejo en 3D y existe muy poca experiencia de su uso en la estabilidad de taludes.

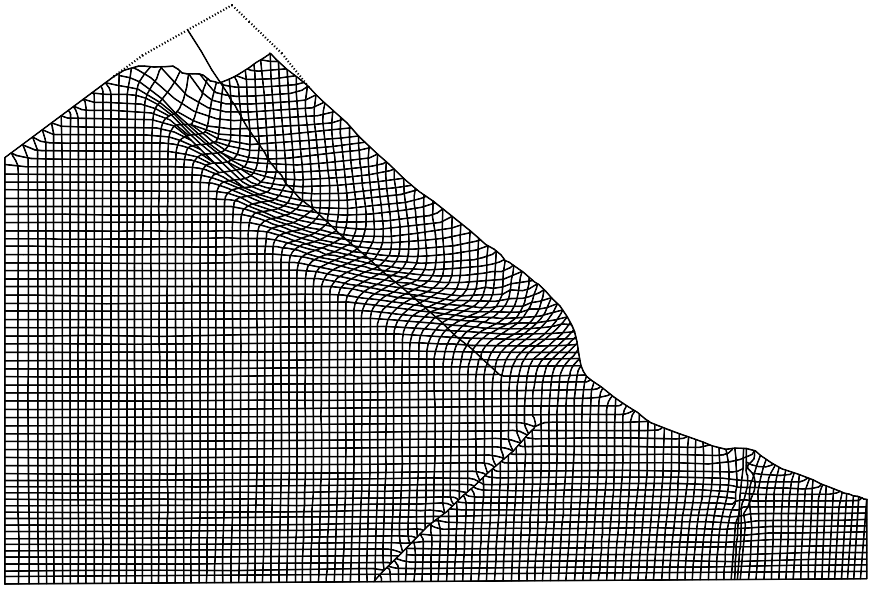
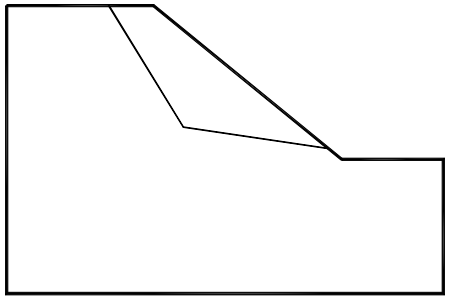
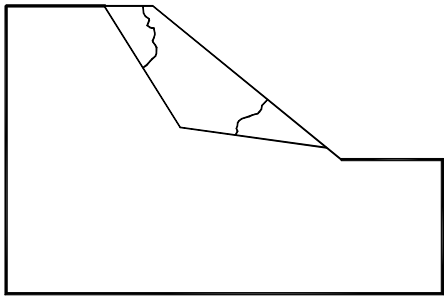


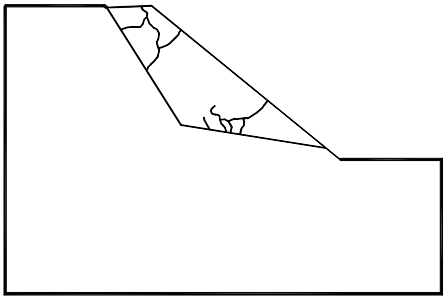
Figura 4.45 Análisis de un talud con un modelo elasto-plástico utilizando diferencias finitas en el código FLAC (Stead y otros, 2000).



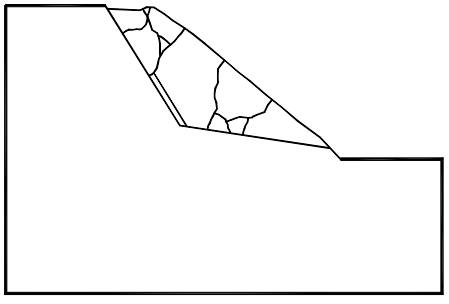
a) inicial



b) intervalo 1



c) intervalo 2



d) intervalo 3

Figura 4.46 Modelo de fractura utilizando elementos de borde con modelo ELFEN (Stead y otros, 2006).

Método de Elementos de Borde (BEM)

El método de elementos de borde ha adquirido gran importancia en el análisis de estabilidad de taludes en materiales discontinuos o fracturados y es una alternativa al método de elementos finitos (Figura 4.46). Igualmente, permite trabajarlo en forma conjunta (Beer y Watson, 1992).

Ventajas del método de elementos de borde

- La discretización del área y no del volumen reduce los esfuerzos de procesamiento.
- La discretización de áreas conduce a los sistemas de menor número de ecuaciones y se requiere menos tiempo de computador y capacidad de disco.
- Se puede modelar fracturas e interfaces entre materiales localizados donde se requiera.

Desventajas del método de elementos de borde

- Sólo se pueden considerar comportamientos en materiales elásticos, con excepción de las interfaces y discontinuidades.
- Los sistemas de ecuaciones generalmente son asimétricos.
- No es posible modelar secuencias de excavación ni estructuras de soporte.
- La formulación estándar no permite trabajar con gran cantidad de juntas distribuidas en forma aleatoria, en la roca.
- Existe poca experiencia en comparación con el método de elementos finitos.

En la figura 4.47 se muestra cómo se inicia el proceso de deslizamiento en un talud rocoso, empleando una técnica combinada de elementos de borde y elementos finitos. Se puede observar cómo se van presentando y ampliando los agrietamientos a tensión para formar fracturas semiverticales normales a la dirección del movimiento.

A medida que la densidad de estas fracturas aumenta, se va desarrollando una superficie de cortante o superficie de falla semicurva (Eberhard y otros, 2004).

Modelo Combinado de Elementos Finitos y Elementos de Borde

Teniendo en cuenta las desventajas que se indicaron anteriormente (de los métodos de elementos finitos y elementos de borde) se pueden minimizar estas limitaciones utilizando los dos métodos en forma combinada. Estos modelos combinados se pueden obtener discretizando el suelo o la roca dentro de una determinada zona particular de interés, por ejemplo, alrededor de un túnel (Beery Watson, 1992). Sin embargo, la modelación de discontinuidades importantes es complicada y se genera un sistema de ecuaciones no simétricas en el modelo combinado. Como este sistema es relativamente nuevo, todavía se deben resolver algunas dificultades, aunque ya existen ciertas experiencias positivas.

Métodos de Elementos Distintos o Discretos

Los métodos numéricos continuos (elementos finitos y diferencias finitas), no permiten analizar en forma precisa, la influencia de la estructura geológica. Aunque los métodos continuos pueden modificarse para acomodar las discontinuidades, este procedimiento es difícil y complicado. Los métodos numéricos discontinuos, por su parte, permiten modelar en forma relativamente sencilla, taludes donde el mecanismo de falla está controlado por el comportamiento de las discontinuidades. Cuando un talud en roca tiene más de dos grupos de discontinuidades, es conveniente utilizar modelos discontinuos. No obstante, en ocasiones se requiere trabajar con modelos que permitan tanto elementos continuos como discontinuos.

Hay diferentes variaciones de los modelos discontiunos, así:

- Método de elementos distintos o discretos.
- Métodos de análisis de flujo de partículas.
- Métodos de deformaciones discontinuas.

Un modelo discontinuo trata las masas de roca como un ensamblaje de elementos distintos de bloques o cuerpos interactuantes que están sometidos a cargas externas y se espera que tengan movimientos significativos en el tiempo (Figuras 4.48 y 4.49). A esta metodología se le conoce como "elementos discretos". El desarrollo de los procedimientos de elementos discretos ha permitido un avance importante en la modelación de taludes en roca. La base del método de elementos discretos es que la ecuación dinámica de equilibrio para cada bloque en el sistema, es formulada y resuelta repetitivamente hasta que las condiciones y leyes de contacto y de borde, se satisfacen.

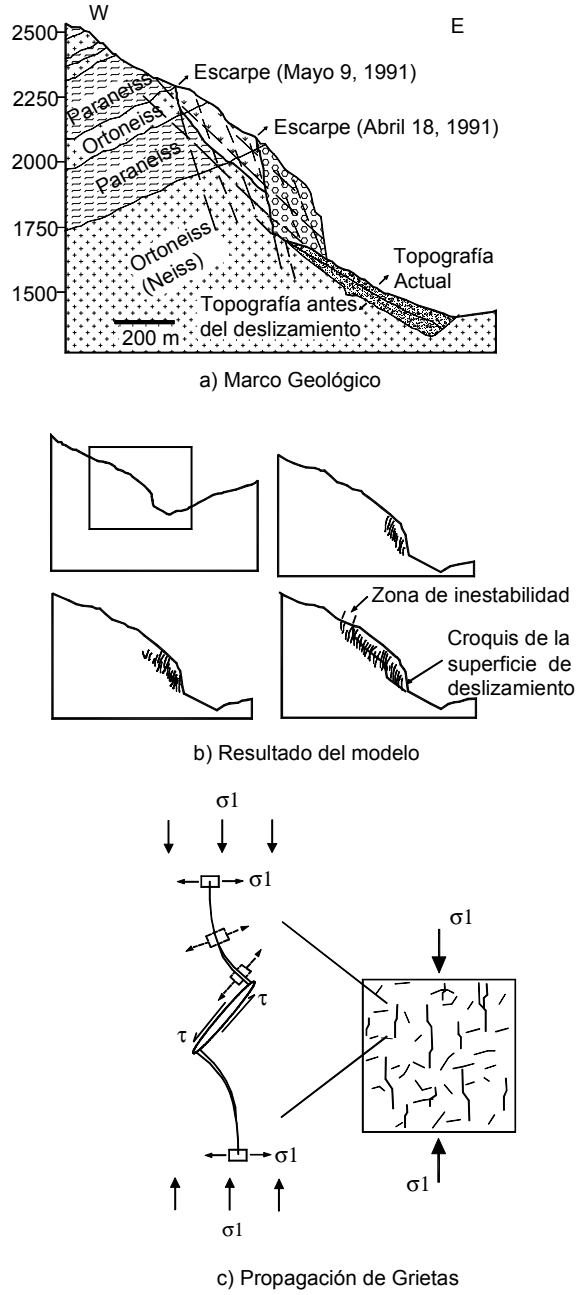


Figura 4.47 Resultados de un modelo combinado de elementos finitos y elementos de borde. A (Marco geológico). B (resultado del modelo). C (Propagación de grietas) (Eberhard y otros, 2004).

Esto representa una interacción no lineal compleja entre los diversos bloques. Los factores externos, como las presiones de poros y las fuerzas sísmicas, también se pueden simular sobre los elementos discretos.

El método de elementos distintos o discretos es particularmente útil para el análisis de caídos, inclinaciones y deslizamientos diversos en los macizos de roca (Stead y otros, 2000).

Los elementos discretos se basan en la mecánica de medios discontinuos donde el comportamiento del talud está gobernado principalmente, por el efecto de las juntas y grietas. En estos casos, el método de elementos finitos no es aplicable y se requiere trabajar con elementos discretos o independientes.

Este método está caracterizado por lo siguiente:

- Se calculan deformaciones finitas y rotaciones de cada uno de los bloques suponiendo los bloques rígidos o deformables.
- Los bloques que originalmente se encuentran conectados, pueden separarse en el proceso de análisis.

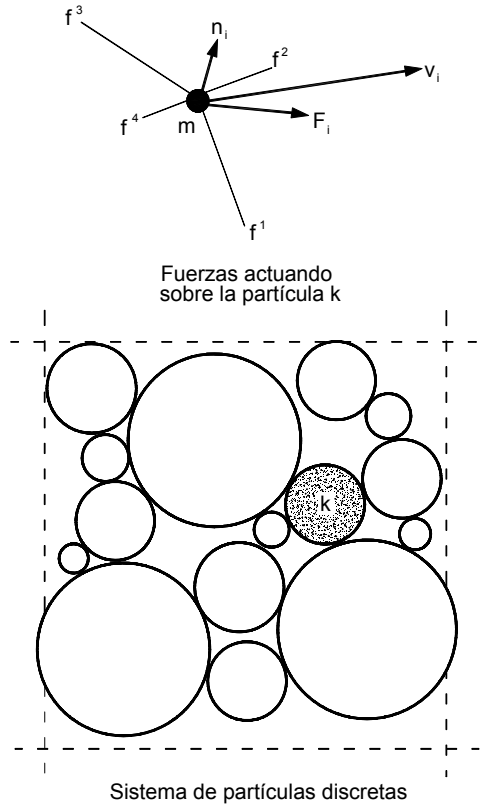


Figura 4.48 Fuerzas que actúan sobre un sistema de partículas discretas.

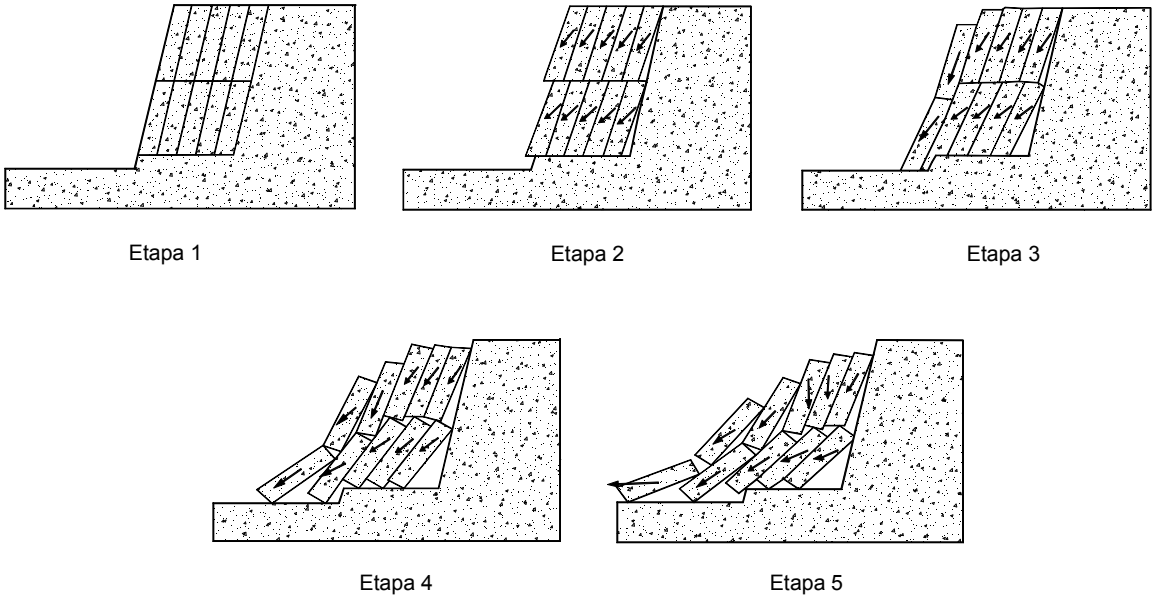


Figura 4.49 Esquema del análisis de falla de un talud con inclinación reversa, con elementos discretos.

- Se pueden desarrollar automáticamente contactos nuevos entre los bloques que se desplazan o rotan.

Los códigos UDEC y 3-DEC son los más utilizados, y ambos emplean esquemas de diferencias finitas como en el programa FLAC.

El modelo de elementos discretos no es comparable con el modelo de elementos finitos, debido a que en cada uno de estos modelos los materiales se comportan de diferente forma. La principal desventaja del método de elementos discretos es la dificultad para establecer etapas de construcción. Además, el sistema 3-DEC consume mucho tiempo de computador.

La elaboración de un modelo de elementos discretos requiere experiencia en la determinación de los valores más apropiados para los parámetros de entrada tales como la rigidez de las juntas. Estos parámetros generalmente no se pueden obtener de los ensayos de laboratorio y al suponerlos, conduce a problemas de cálculo.

Métodos de Flujo de Partículas

Una variante de los métodos de elementos distintos es la modelación de flujo de partículas (Itasca, 1996). Esta metodología permite simular el flujo de partículas granulares debido a la fricción entre partículas (Figura 4.50). También, es posible simular materiales intactos o bloques dentro del flujo utilizando uniones entre partículas. Además, se pueden formar "clusters" de partículas para simular bloques intactos.

Si los esfuerzos exceden la resistencia de las uniones, se produce la rotura de los elementos internos. Los métodos de flujo de partículas permiten analizar casos de licuación de suelos.

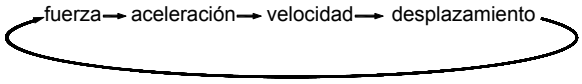


Figura 4.50 Las fuerzas entre las partículas se convierten, en velocidades y deformaciones en un continuo de flujo.

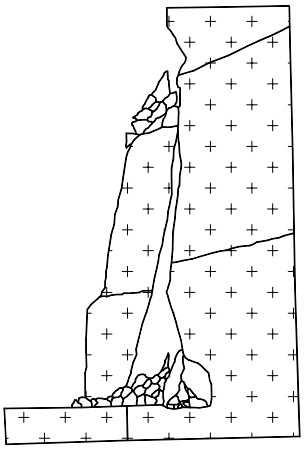


Figura 4.51 Análisis de deformación discontinua (Chen y Ohnishi, 1999).

Métodos de Deformación Discontinua

Los métodos de deformación discontinua permiten simular deslizamientos en roca, inclinaciones y caídos (Chen y Omishi, 1999). La figura 4.51 muestra un análisis de falla utilizando deformaciones discontinuas.

Cuál Modelo Utilizar para cada Problema

Cada problema es diferente y es difícil establecer criterios generales sobre qué modelo se debe utilizar en cada caso. En algunas ocasiones, se pueden utilizar varios tipos de modelo y se debe escoger aquel con el cual se tenga mayor experiencia y familiaridad. En la figura 4.52 se muestra, en forma esquemática que los métodos de límite de equilibrio son muy útiles para el análisis sencillo de estabilidad de taludes.

Si los patrones de comportamiento del suelo son complejos, se requiere un modelo de elementos finitos o diferencias finitas y si los materiales se encuentran fracturados, se recomienda utilizar un modelo de elementos discretos o de elementos de borde.

Análisis en Tres Dimensiones

La mayoría de los deslizamientos posee una geometría en tres dimensiones; varios autores han presentado métodos de análisis, de los cuales merece especial interés el de Yamagami y Jiang (1996).

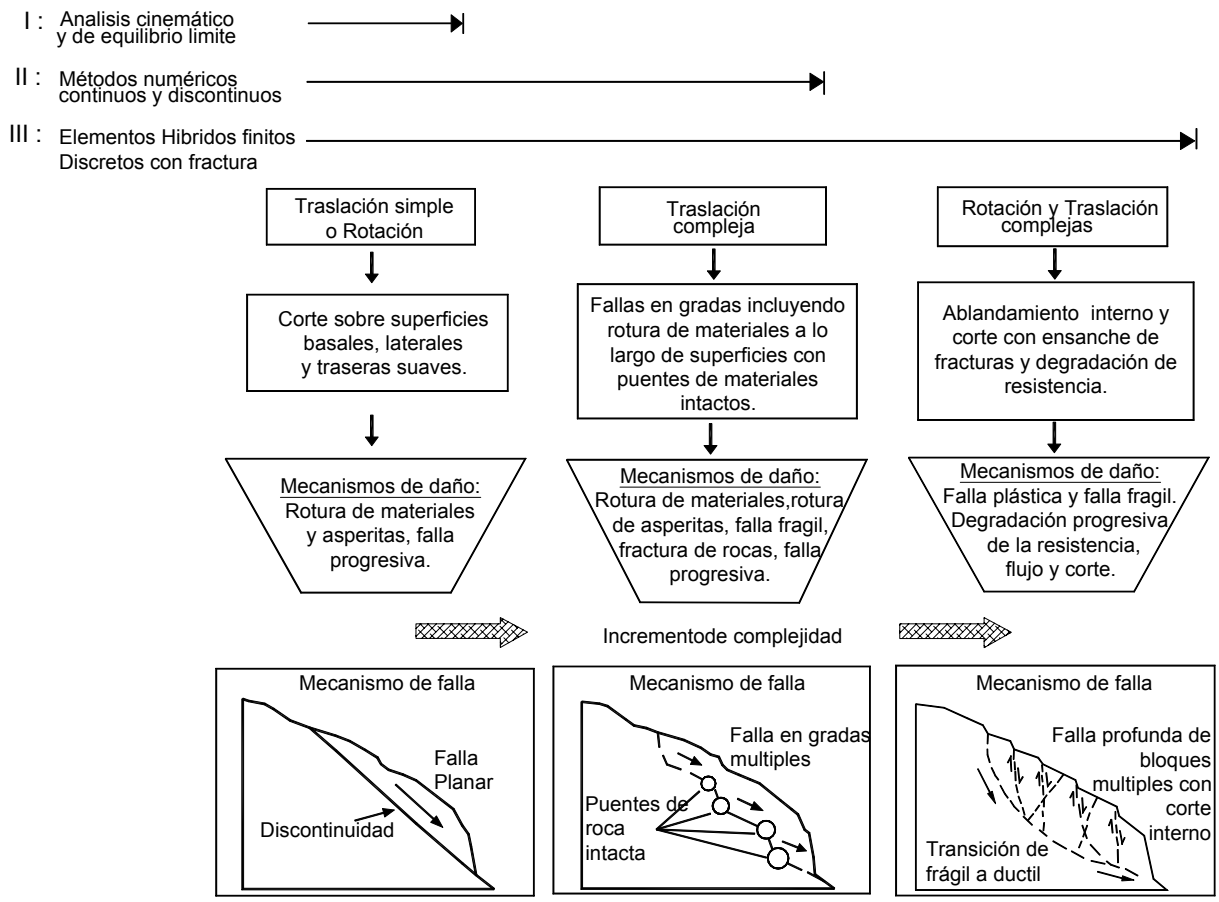


Figura 4.52 Diagrama que muestra el tipo de modelo que se recomienda utilizar de acuerdo con la complejidad de los movimientos (Stead y otros, 2006).

Este método utiliza las ecuaciones de factor de seguridad de Janbú junto con un esquema de minimización basado en la programación dinámica. Con este programa se obtiene la superficie de falla crítica en tres dimensiones, sin restricción a la forma de la falla, su respectivo factor de seguridad y la dirección del movimiento (Figura 4.53).

Análisis de Equilibrio Límite 3-D

Ocasionalmente, se realizan análisis de estabilidad de equilibrio límite en tres dimensiones. Al igual que con los métodos 2-D se requiere realizar una serie de suposiciones para que el problema sea estáticamente determinado. La mayoría de métodos 3-D tiene limitaciones importantes y son útiles solamente para conocer el efecto de la situación 3-D sobre una determinada superficie de falla. Los métodos de equilibrio límite 3-D se utilizan muy poco en diseño (U. S. Corps of Engineers, 2003).

Análisis Numérico 3-D

Los métodos de elementos finitos utilizan con frecuencia análisis 3-D. Estos modelos son muy útiles para la evaluación de la estabilidad en macizos rocosos donde el efecto de las discontinuidades actúa en tres dimensiones, situación que es muy díficil modelar usando modelos 2-D.

El análisis de elementos finitos 3-D tiene las siguientes desventajas:

- Es muy complejo discretizar el volumen total en 3-D
- El tiempo de corrida del computador y el espacio requerido son muy grandes.
- No son viables para rocas o suelos muy fisurados, con fracturas en muchas direcciones.

• Se necesitan algoritmos muy sofisticados.

El uso de técnicas 3D con diferencias finitas o con elementos discretos, tiene actualmente muchas limitaciones. No se han desarrollado hasta el momento (2008) herramientas eficientes para el análisis 3-D, comparadas con los procesos elaborados para elementos finitos.

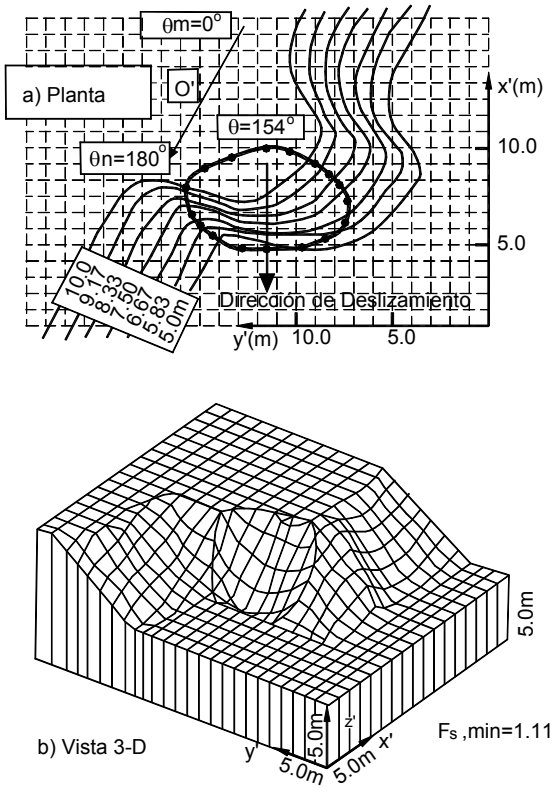


Figura 4.53 Dirección del deslizamiento y superficie de falla crítica en un análisis en tres dimensiones (Yamagami y Jiang, 1996).

REFERENCIAS CAPÍTULO 4

Abramson, L., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M.(2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". John Wiley and Sons, INC. pp. 1- 712.

Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M.,(1996), "Slope stability and stabilization methods". Wiley-Interscience, 629 p.

Alva Hurtado, J. E. (1994). "Notas sobre Análisis de estabilidad de taludes". Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

Ashford S.A., Sitar N. (1994). "Seismic response of steep natural slopes" Report UCB/EERC-94/05 University of California at Berkeley , 207 p.

Barnes, G.E. (1991), "A simplified version of the Bishop and Morgenstern Slope-Stability Carts", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No.4, pp. 630-632.

Beer, G. y Watson, J.O. (1992) "Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers", John Wiley & Sons, New York.

Benko B., Stead D. (1993). "The characterization and prediction of landslide movements using numerical modelling techniques". Seventh international conference and field workshop on landslides in Czech and Slovak Republics , pp. 131-136.

Bishop A.W., Morgenstern N. (1960). "Stability Coefficients for Earth Slopes". Geotechnique Vol 10, No. 4,.

Bishop A.W. (1955). "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique. Vol 5.

Carter, J.P., Desai, C.S., Potts, D.M., Schweiger, H.F. y Sloan, S.W.(2001). "Computing and Computer Modelling in Geotechnical Engineering". pp.1 – 96.

Castro, G., Poulos S.J., Leathers F.D., (1985). "Re-examination of slide of lower San Fernando Dam". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No. GT-9, pp. 1.093-1.107.

Charles, J.A. , Soares M.M., (1984). "Stability of compacted rockfill slopes", Geotechnique, Vol. 34, No.1, pp. 61-70.

Chen, WF., Giger M.W., (1971). "Limit analysis of slopes", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM-1, January, pp.19-26.

Chen, Z.Y. y Morgenstern, N.R. (1983). "Extensions to generalized method of slices for stability analysis", Canadian Geotechnical Journal, 20(1), 104-119.

Chen, G., Ohnish, Y. (1999). "Slope stability using discontinuous deformation analysis." In Amadei, Proc. 37th. U.S Rock Mech. Sym., Rock Mechanics for Industry, Vail, Colorado. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 535-541

Chugh, A.K., (1981). "Pore water pressure in natural slopes", International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 5, pp. 449-454.

Clough, R.W., Woodward R.J., (1967). "Analysis of Embankment Stresses and deformations". Journal of geotechnical division, ASCE, July, pp 529-549.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in practice". Investigation, analysis, and remedial preventative options in soils. John Wiley and Sons Inc. Hoboken, New Jersey.

Cousin, B.F., (1978), "Stability charts for simple earth slopes", Journal of Geotechnical division, ASCE, Vol. 104, No. GT-2, February, pp. 267-279.

Duncan J.M. (1996). "Soil slope stability analysis". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp. 337-371.

Duncan J.M., Wright S. G. (2005). "Soil Strength and Slope Stability". John Wiley and Sons.Inc. Hoboken. New Jersey 297p.

Duncan, J.M., Wright S.G. (1980). "The accuary of equilibrium methods of slope stability analysis". Engineering Geology. 16(1), 5-17.

Fellenius W. (1922). "Statens Jarnjvagars Geoteknniska Commission, Stockholm, Sweden"

Fellenius, W. (1927), "Erdstatiche Bereshnungen mit Reibung und Kohasion, Ernst, Berlín (En aléman).

Fellenius W. (1936). "Calculation of the Stability of Earth Dams". Second Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the world power conference. Vol. 4, pp 445-462. Washington D.C.

Finn, W.D. (1988). "Dynamic analysis in geotechnical engineering". Proceedings of earthquake engineering and soil dynamics II-Recent Advanced in ground motion evaluation, J.L. Von Thun, Edd. Park City, Utah: ASCE, Geotechnical Special Publication No. 20.

Freddlund D.G. , Krahn J.(1977). "Comparison of slope stability methods of analysis", Canadian geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.

Frohlich, O.K. (1953). "The factor of safety with respect to sliding of a mass of soil along the arc of a logarithmic spiral". Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Egineering, Switzerland, vol. 2. pp. 230-233.

Hoek, E. , Bray J.W., (1977), "Rock slope engineering". London: Institute of mining and metallurgical engineering.

Houston, S.L., Houston W.N., Padilla J.M., (1987). "Microcompute. aided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements", Microcomputers in civil engineering, Vol.2, Amsterdam: Elsevier, pp. 207-222.

Hunter, J.H., Schuster R.L. (1968), "Stability of simple cuttings in normally consolidated clays", Geotechnique, Vol. 18, No. 3, pp. 373-378.

Janbú N. (1954). "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.

Janbú, N. (1968). "Slope stability computations". Soil mechanics and foundation engineering report. Technical University of Norway, Trondheim.

Krahn, J. (2004). "Stability Modeling with Slope/W an Engineering Methodology". Pp 408.

Lowe, J., Karafiath, L. (1960). "Effect of anisotropic consolidation on the undrained shear strength of compacted clays", ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, pp 837-858.

Morgenstern N. , Price V. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique Vol 15, March.

Newmark, NM. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments". Geotechnique, Vol. 15, No.2, pp. 139-160.

O´Connor, M.J., Mitchell, (1977). "An extension of the Bishop and Morgenstern slope stability charts" Canadian Geotechnical Journal. Vol. 14 No.1 pp. 144-151.

Petterson, K.E. (1955). "The early history of circular sliding surfaces", Geotechnique 5(4), 275.296.

Popescu M., Ugai K., Trandafir A. (2000). "Linear versus Non-linear Failure envelopes in LEM and FEM slope stability Analysis". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp 1227-1234.

Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar A.M., Lacy S.J., (1985), "Nonlinear dynamic analysis of an earth Dam", Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No. GR-7, pp. 882-897.

Sarma, S.K. (1973). "Stability analysis of embankments and slopes", Geotechnique, 23(3), 423-433.

Skempton, A.W.(1970). "First-time slides in over consolidated clays". Geotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 320-324.

Skempton A.W. (1977). "Slope stability of cuttings in London clay". In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, pp. 261-270.

Skempton A.W. (1985). "Residual strength of clays in landslides, folded strata, and the laboratory". Geotechnique, Vol. 35, No. 1, pp. 3-18.

Spencer, E. (1967), "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces". Geotechnique, Vol 17 pp 11-26.

Stead D., Benko B., Eberhardt E., Coggan J. S. (2000). "Mechanism of failure of complex landslides: A Numerical Modelling Perspective". 8th International symposium on landslides, Cardiff. pp 1401-1406.

Stead, D., Eberhardt, E., Coggan, J.S. (2006). "Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques". Engineering Geology 83. Pp.217– 235.

Tanaka, T., Sakai, T. (1993). "Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials". Soils and Foundations, 33, No 1. pp. 11-22.

Taylor, D. W. (1966). "Fundamentáis of Soil Mechanics". 2 edition, John Wiley y Sons, New York, 700 pp.

Terzaghi, K. y Peck R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". New York: Wiley.

Ugai, K. (1989). "A Method of Calculation of total factor of safety of slopes by Elasto-Plastic FEM". Soils and Foundations, Vol. 29, No 2. pp 190-195. (En japones)

U. S. Corps of Engineers (2003). "Slope Stability" . Engineering and Design. Engineer manual. EM 1110-2-1902.

Wong, F.S. (1984), "Uncertainties in FE modelling of slope stability", Computers & structures, New York; Pergamon, Vol. 19, No.5/6, pp. 777-791

Yamagami T, Jiang, J.C. (1996). "A generalized method for determining the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis". Seventh International Symposium on Landslides. Trondheim, pp 1433-1439.

Capítulo 5

Los Flujos

Fotografía 5.1 Flujo o avalancha q e destruyó la ciudad de Carmen de Uría en el Estado Vargas, Venezuela, en diciembre de 1999.

Los flujos son deslizamientos que adquieren grandes velocidades y que se comportan como fluidos viscosos en movimiento. Las masas se comportan como un fluido, pero su comportamiento es diferente al de los fluidos convencionales como el agua. Los deslizamientos tipo flujo (Flujos de rocas y residuos, flujos de residuos y de lodo y flujos hiperconcentrados) son fenómenos muy complejos que involucran grandes volúmenes de roca, residuos y suelo. Estos fenómenos presentan diferentes tipos de movimiento inicial (caídos, deslizamientos traslacionales, etc.) seguidos de un movimiento de flujo de fragmentos de roca o residuos con una movilidad anormal (Hungr y otros, 2001).

El flujo en movimiento es capaz de pasar alrededor de obstáculos importantes o removerlos y destruirlos. Igualmente, el flujo puede ser canalizado o concentrado por los detalles del relieve. El comportamiento de los flujos es muy variado y con frecuencia, recorre grandes distancias para finalmente, sedimentarse cubriendo áreas grandes en un proceso final de sedimentación, el cual es parte del mecanismo del flujo.

Los flujos constituyen uno de los desastres naturales que más vidas han cobrado y la mayoría de los más grandes deslizamientos catastróficos ocurridos en el mundo, corresponden a avalanchas (Schuster, 1996). Entre los países más afectados por catástrofes debidas a flujos, se encuentran las áreas Andinas de Perú, Colombia, Ecuador y Venezuela (Fotografía 5.1). Sin embargo, la mayoría de las investigaciones de flujos corresponden a estudios de flujos de residuos en áreas no tropicales. Los enfoques de análisis varían desde fórmulas empíricas como la de Cruz y Massad (1997), a modelos matemáticos con base experimental como los de Takaha shi (1991).

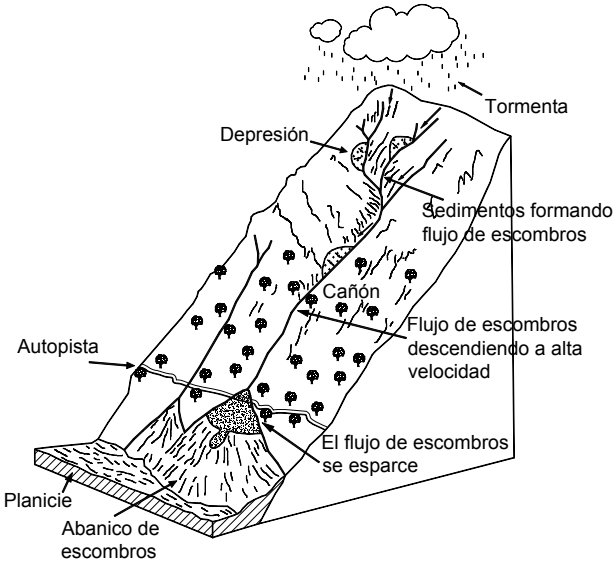


Figura 5.1 Formación de un flujo de residuos en una ladera de alta pendiente.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS FLUJOS

En un flujo ocurren movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre un cauce o canal. La ocurrencia de flujos generalmente estárelacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo. Aunque generalmente, si los flujos son saturados, la saturación no es prerequisito para su ocurrencia y en ocasiones, se presentan flujos de materiales secos.

Los flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y aunque la ausencia de vegetación es un factor influyente, no es un prerequisito para que ocurran. Generalmente, los flujos se originan en otros tipos de deslizamiento, los cuales al desintegrarse la masa deslizada, forman el flujo a lo largo de un canal. Algunos flujos pueden resultar además, de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados. Por lo general, al disminuirse la pendiente o al ampliarse el ancho del canal, los sedimentos del flujo se depositan formando abanicos (Figura 5.1).

Nomenclatura

Los flujos extremadamente rápidos se conocen también con el nombre de "avalanchas" y comúnmente son flujos de materiales de suelo o residuos de roca, entremezclados con agua, en los cuales la dinámica del movimiento controla su comportamiento.

A los flujos se les ha identificado con diferentes nombres como: "*Lahares*", término utilizado en Indonesia para identificar los flujos de lodo provenientes del deshielo de conos volcánicos; "*Huaicos*" nombre de terminología peruana para los flujos rápidos de aguas turbias y turbulentas de corta duración, cargados de sólidos de diferentes tamaños y tipos de rocas (Colegio de ingenieros del Perú, 1998), "*Riadas*" utilizado en Bolivia para identificar los flujos torrenciales cargados de sedimentos, flujos de tierra, flujos de lodo, flujos de lodo rocoso, flujos de escombros, aluviones, flujos de residuos ("Debris Flows"), flujos hiperconcentrados de sedimentos, flujos torrenciales, entre otros.

En el presente texto se adoptó una terminología de acuerdo con un criterio físico que tiene en cuenta las condiciones de viscosidad y turbulencia del flujo. De acuerdo con este criterio, se utilizan los nombres de "flujos de lodo", "flujos hiperconcentrados" y "flujos de residuos".

Es importante diferenciar los flujos de las inundaciones. Los flujos de residuos pueden tener entre 70 a 90% de concentración de sedimentos en peso. Mientras los flujos hiperconcentrados poseen concentraciones entre 5 y 70% y las inundaciones menos del 5% de sedimentos. Igualmente, el depósito de los flujos es en abanicos y diques, mientras las inundaciones se depositan en forma horizontal.

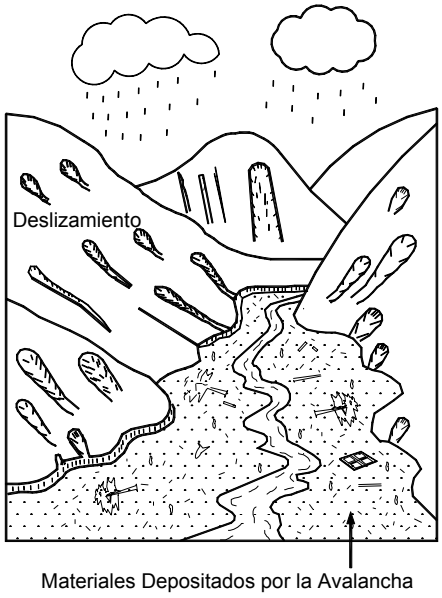


Figura 5.2 Esquema de una avalancha de tierra producida por denudación generalizada.

Velocidad de los Flujos

Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los pueden ser de roca, de residuos y de suelo o tierra. En los flujos rápidos el material desciende formando una especie de "ríos de roca y suelo" (Figura 5.2). Los flujos pueden alcanzar velocidades de más de 20 metros por segundo (70 Km/hora), en algunos casos.

Los flujos rápidos son generados a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados, que involucran masas considerables de suelo o roca, generalmente con un volumen importante de agua de saturación. Estos forman una masa de comportamiento hidráulico complejo que pueden lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo; corresponden generalmente, a fenómenos que afectan áreas relativamente grandes dentro de una cuenca de drenaje.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos, pueden asimilarse, en ocasiones, a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente; mientras que en la reptación, la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

Diferencia con las Inundaciones

Los flujos de suelo o residuos, tienen un comportamiento muy diferente a las inundaciones. Por ejemplo, los flujos de residuos se pueden mover mucho más rápidamente que las inundaciones en los canales de alta pendiente y mucho más lentamente, en los canales de baja pendiente. Igualmente, los flujos de residuos alteran en gran manera las características geométricas de los canales. Sin embargo, el análisis de los flujos de residuos es muy complejo y existe muy poca información instrumentada de su comportamiento real, especialmente porque los flujos de residuos raras veces son observados directamente por los especialistas y la instrumentación generalmente es destruida por el flujo.

Tipos de Flujo

De acuerdo con las características de la mezcla, de la pendiente y forma del canal, se genera un fluido con diferentes características. Se pueden diferenciar los siguientes tipos de flujo:

Flujo de Agua

Una inundación se define como una descarga de agua extraordinaria con concentración de sedimentos de menos del 5% en volumen. La cantidad de sedimentos en suspensión es insuficiente para afectar sustancialmente la forma como se comporta un flujo de agua. El agua aparentemente puede estar muy contaminada de sedimentos y al mismo tiempo, existe cierto transporte de materiales de gran tamaño, especialmente, en el fondo del cauce (Figura 5.3).

Los depósitos de inundaciones son generalmente estratificados en láminas o capas muy bien definidas y en ocasiones, entrecruzadas. Es común que existan cambios bruscos en el tamaño medio de las partículas de las secciones verticales y los materiales se encuentran muy bien clasificados en cada una de estas secciones. Igualmente, la consistencia de los materiales tiende a ser suelta y friable (fácil de excavar). Por lo general, las superficies de las diversas capas poseen dunas, conformando barras longitudinales, acorazadas con clastos gruesos.

El tamaño de los sedimentos depende principalmente de la pendiente del cauce. Los cauces de alta pendiente transportan y depositan bloques y gravas mientras en los cauces de baja pendiente, predominan las arenas y los limos.

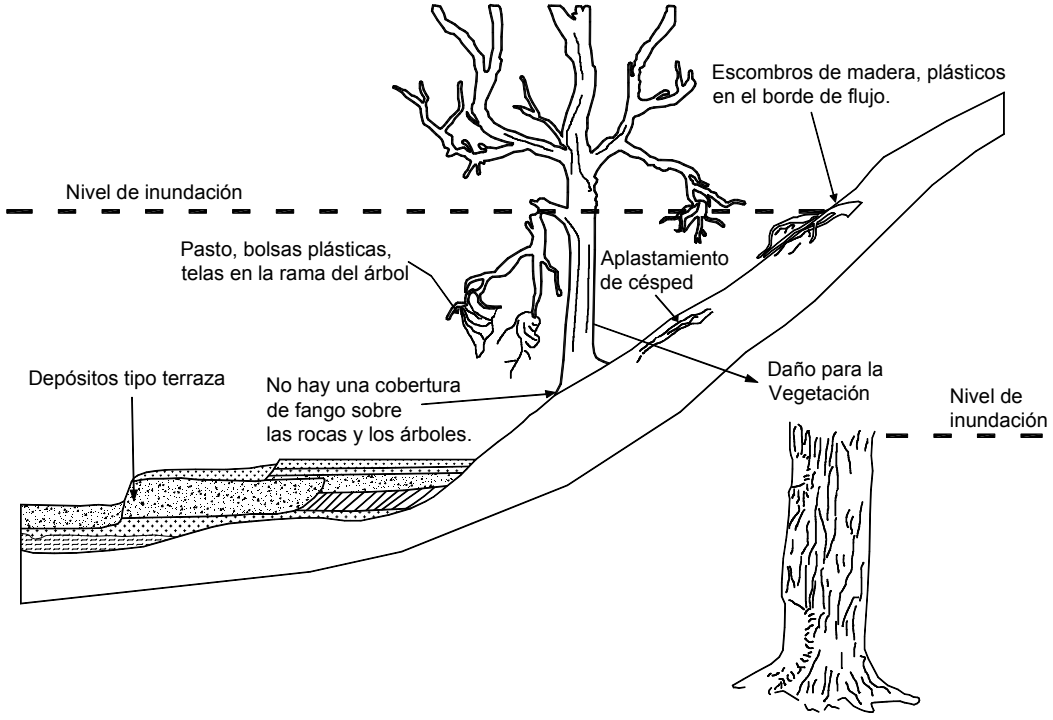


Figura 5.3 Cómo determinar que ocurrió una inundación y no un flujo hiper-concentrado (Dibujo del USGS).

Flujo Hiperconcentrado granular

Es un flujo que contiente más del 5% de sedimentos en volumen. En este tipo de flujo el comportamiento es controlado por el agua y la diferencia conceptual con relación al comportamiento de un flujo de agua no es sustancial. Grandes volúmenes de arena son transportados en suspensión dinámica y éste transporte depende de la velocidad del flujo y su turbulencia. A mayor turbulencia hay mayor transporte de materiales gruesos. El porcentaje máximo de sedimentos de un flujo hiperconcentrado, depende de las cantidades de limo y arcilla en la mezcla. En los depósitos de los flujos hiperconcentrados hay muy poca clasificación de los materiales y los cambios texturales no son abruptos. Los materiales son más consolidados que los depósitos de inundaciones.

Flujo de Lodo

En los flujos de lodo predominan los sedimentos de limos y arcillas. Generalmente, los flujos de lodo consisten en altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas), aunque también transportan grandes bloques o cantos de roca. De hecho el fluido se comporta como un "Slurry" homogéneo con una onda frontal y una serie de pulsaciones.

De acuerdo con experimentos de Wan y Chien (1989), un fluido se convierte en un "slurry" homogéneo a una concentración de partículas finas de solamente 90 kg/m^3. A medida que la concentración aumenta, la estructura de los sedimentos se flocula rápidamente y la viscosidad aumenta fuertemente, formando una especie de cohesión de la mezcla suelo-agua.

Flujo de Residuos

Al aumentar la concentración de sedimentos, la mezcla agua-materiales se convierte en un "Slurry" (pasta aguada) similar a un concreto húmedo. Este "Slurry" es capaz de sostener en suspensión partículas del tamaño de gravas a bajas velocidades o aún, en condiciones estáticas (Figura 5.4). Si el cauce es de alta pendiente, el flujo puede alcanzar altas velocidades y transportar grandes bloques en suspensión. Estos flujos de residuos causan generalmente grandes impactos catastróficos. Las gravas pueden ser angulares a subangulares, los materiales no son estratificados y son muy pobremente clasificados. Pueden presentarse situaciones de gradaciones normales o inversas en las cuales los materiales más gruesos se encuentran encima de los materiales finos dentro del manto. La distribución de los cantos o clastos es al azar en las superficies o "clusters".

CONCEPTOS BÁSICOS

El perfil de un flujo en movimiento se divide básicamente en tres partes, el "frente" donde se concentran los materiales más gruesos, el "cuerpo" y la "cola" donde se acumula parte del agua libre de sedimentos y la mezcla de agua con sedimentos finos. El perfil puede tener varios pulsos con varios frentes intermedios.

En planta, el flujo muestra una zona de iniciación que forma un embudo, una zona de transición o zona de tránsito de flujo y una zona de depositación en abanico como se muestra en la Figura 5.5 (Bateman y otros, 2006). En los flujos hay un origen de los sólidos, una distancia de recorrido y una zona de depositación (Figura 5.6) (Iverson, 1997). El flujo pasa de una zona de alta pendiente (más de 40°) a una zona de depositación menor o igual a 3°.

El factor que más se tiene en cuenta al describir el comportamiento de los flujos es el porcentaje de concentración de sedimentos, el cual define el modelo de flujo. Igualmente, la proporción de sedimentos finos (arcillas y limos) afecta en forma determinante, el tipo de flujo.

Los flujos de residuos, en forma similar a los materiales granulares secos, pueden resistir esfuerzos de corte permaneciendo estáticos y ambos, pueden deformarse por los esfuerzos del cortante; Sin embargo, en los flujos de residuos, el fluido de los poros es altamente viscoso y casi incompresible, está compuesto por agua con partículas de limos y arcillas en suspensión.

En los flujos de residuos pueden ocurrir además, colisiones entre los granos (Figura 5.7). La combinación de fricción entre los granos, colisiones entre las partículas y el flujo de fluido viscoso, puede transferir un momentum significativo en forma simultánea.

La masa viscosa se mueve en pulsos u ondas en las cuales el frente de la onda transporta los materiales más gruesos y el cuerpo del flujo los materiales más finos, prácticamente licuados, por la presión de poros alta.

En el frente de los pulsos predominan las fuerzas de los sólidos y en el cuerpo, las fuerzas del fluido (Iverson, 1997). Este tipo de flujo es muy difícil de simular mediante ecuaciones.

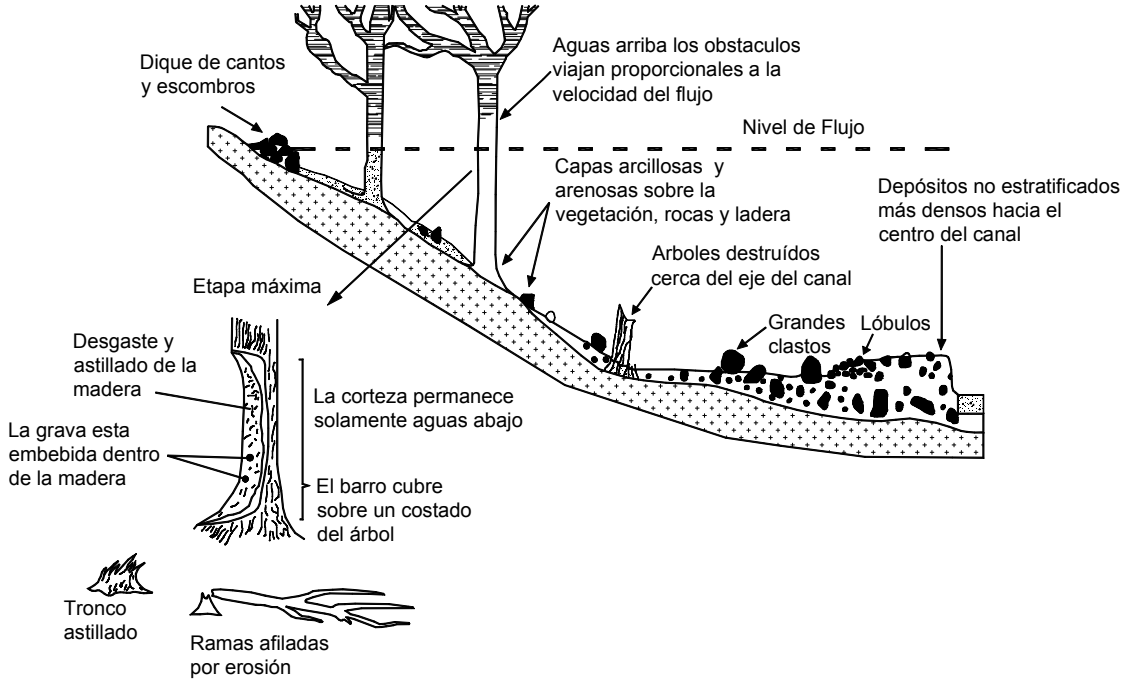


Figura 5.4 Cómo identificar que ocurrió un flujo de residuos (Dibujo del USGS).

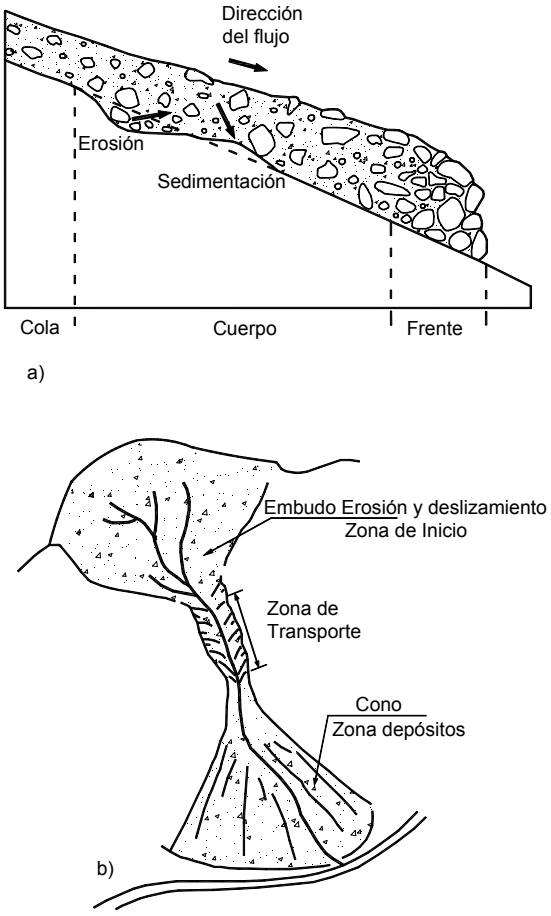


Figura 5.5 Partes básicas de un flujo (Bateman y otros, 2006).

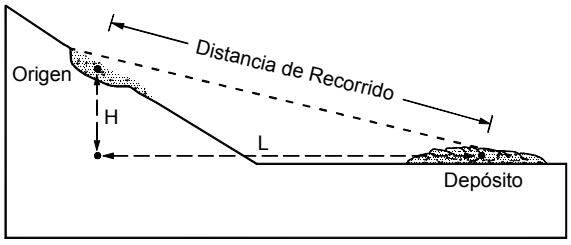


Figura 5.6 En los flujos hay un origen de los sólidos, una distancia de recorrido y una zona de depositación (Iverson, 1997).

Los primeros modelos matemáticos para la caracterización de los flujos de tierra partieron de la base de la resistencia de los materiales, de acuerdo con la ecuación de Coulomb (Johnson y Rodine, 10984). Posteriormente, se involucraron modelos hidráulicos como los de Bingham, Manning y Bagnold, los cuales fueron adaptados al comportamiento de fluidos producto de la mezcla de suelo y agua.

MODELOS DE FLUIDO

Fluido Newtoniano (Modelo de Manning)

El modelamiento matemático de los flujos hiperconcentrados de tierra utilizando el criterio de Manning, es muy popular en algunos países como en China y existe una tendencia mundial a modelar los flujos de mezclas de agua y suelo como un flujo Newtoniano, debido especialmente, a la disponibilidad de modelos matemáticos y programas de software.

En los fluidos Newtonianos como los gases y el agua, la rata de deformación es proporcional a los esfuerzos de cortante.

$$\tau = \eta_c \left(dV / dy \right)$$

Donde: η_c = Coeficiente de viscosidad

La representación hidráulica del flujo de agua, de acuerdo con las características del flujo Newtoniano, se ha realizado mediante el modelo de Manning y para flujos con alto contenido de agua como los flujos de lodos y flujos hiperconcentrados. De características Newtonianas viscosas y turbulentas, el modelo de Manning es el más similar a la realidad del flujo.

De acuerdo con el modelo de Manning:

$$q_T = \frac{1}{n} h^{5/3} sen^{1/2} \theta$$

Donde:
q_T = Caudal unitario
n = Número de rugosidad de Manning
θ = Pendiente del canal

Debe tenerse en cuenta que el modelo de Manning no es completamente válido cuando aumentan las concentraciones de sólidos. Para las concentraciones muy altas de sólidos (concentraciones cercanas o superiores a 1.000 kg/m^3), la distribución de

velocidades es más uniforme, el flujo se asemeja más al modelo de Bingham y si la concentración de sedimentos excede un valor crítico, la distribución de velocidades tiende a ser uniforme (Chien y Wan, 1999).

Coeficiente de rugosidad n para flujos

El factor más importante para determinar en el modelamiento de avalanchas de flujo Newtoniano, es el número de rugosidad n de Manning, el cual representa la fricción entre el canal y el flujo.

El valor de "n" no depende solamente de la rugosidad del canal, sino también, de las características del flujo. La rugosidad para flujos hiperconcentrados generalmente es más alta que para flujos de agua. Por ejemplo, Du y otros (1980) indican que los flujos de tierra de glaciales tienen una rugosidad superior a 0.45. Otra característica es que el coeficiente de fricción n de Manning es proporcional al espesor del flujo (Tabla 5.1).

Para una provincia de China se utiliza el siguiente criterio:

$$n = 0.035h^{0.34}$$

Donde h es el espesor del flujo.

Este criterio se explica de la siguiente forma: A mayor espesor mayor es la cantidad de partículas sólidas y en consecuencia, es mayor la disipación de energía potencial debida al movimiento de la carga transportada; por otra parte, se debe aumentar el valor de la rugosidad de Manning para tener en cuenta esta disipación de energía. La determinación del número de Manning puede evaluarse en modelos hidráulicos de laboratorio para la concentración y tipo de sedimentos que se esperan en el flujo hiperconcentrado, o utilizar tablas o fórmulas empíricas. Debe tenerse en cuenta que el valor de "n" tiene una gran influencia en los resultados de una modelación y su determinación, debe ser lo más precisa posible.

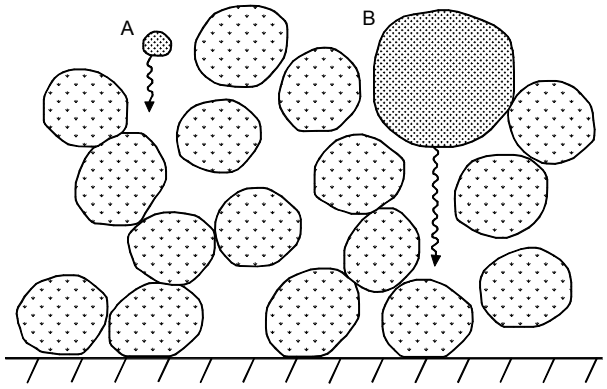


Figura 5.7 Esquema que muestra cómo las partículas pequeñas pueden mantenerse suspendidas solamente por acción de la viscosidad del fluido (Grano A). Las partículas grandes requieren de la interacción con otros granos, para mantenerse suspendidas (Grano B) (Iverson, 1997).

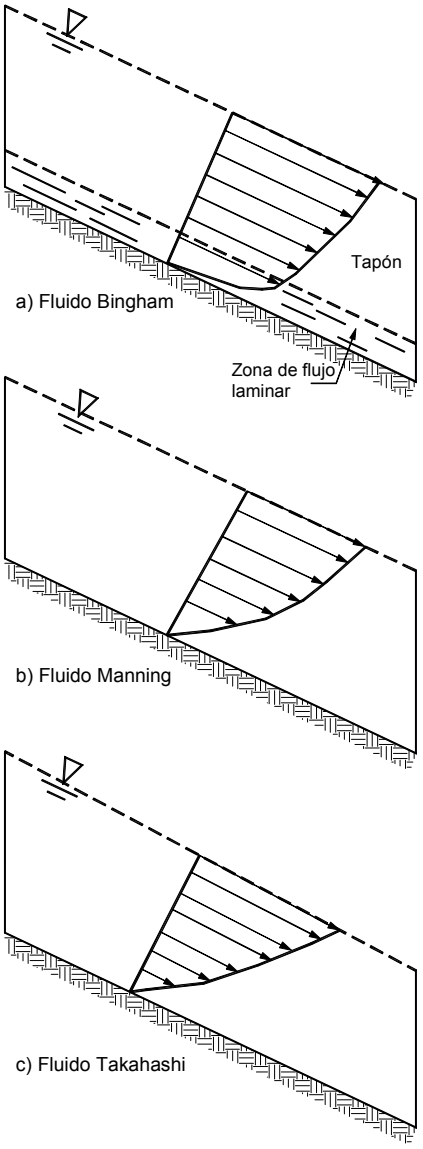


Figura 5.8 Distribución de velocidades para los diferentes tipos de fluido, aplicado a flujos y avalanchas de tierra.

Tabla 5.1 Rugosidades del cauce para el modelamiento de flujos de tierra (Xu y Feng, 1979).

Tipo de flujo	Características del Cauce	Pendiente	Valores de n (Manning) para Diferentes Profundidades			
			0.5 m	1.0 m	2.0 m	4.0 m
Flujos no viscosos predominan los materiales de partículas gruesas	Canal angosto y empinado con gradas y contracciones. El material del lecho son piedras de 0.5 a 2.0 m.	0.15 - 0.22	0.20	0.25	0.33	0.50
	Canal con muchas curvas y gradas. El material del lecho son piedras de 0.3 a 0.5 m.	0.08 - 0.15	0.10	0.125	0.167	0.25
	Canal ancho y recto. El material del lecho es piedra de hasta 0.3 m., arena y grava.	0.02 -0.08	0.056	0.071	0.10	0.125
Flujos viscosos predominan los materiales de partículas finas (limos y arcillas)	Canal angosto empinado y meándrico. El material del lecho son piedras grandes, arena y grava, que forman bloqueos y gradas.	0.12 - 0.16	0.056	0.067	0.083	0.10
	Canal comparativamente recto. El material del lecho son piedras, arena y grava.	0.08 -0.12	0.036	0.042	0.05	0.06
	Canal ancho y recto. El material del lecho son piedras de menos de 0.3 metros, arena y grava.	0.04 - 0.08	0.029	0.036	0.042	0.05

Perfil de velocidades Fluido Newtoniano

En el flujo turbulento hiper-concentrado, la distribución de velocidades todavía sigue la ley logarítmica utilizada en la hidráulica tradicional (Figura 5.8).

Los caudales aumentan con la profundidad del flujo (Figura 5.9).

Fluido Bingham

El modelamiento matemático de flujos de residuos se inició utilizando el modelo viscoso de Coulomb, el cual se asimila al fluido Bingham y se representa con la siguiente ecuación:

$$\tau = C + \sigma_n \tan\phi + \eta_c \left(dV / dy \right)$$

Donde:

τ = Resistencia al cortante en la base del flujo
C = Cohesión.
ϕ = Ángulo de fricción interna
η_c = Coeficiente de viscosidad.

Aunque este modelo es físicamente una representación correcta del mecanismo de movimiento de flujos viscosos, su uso en la ingeniería práctica, presenta dificultades al evaluar los diferentes parámetros.

Perfil de velocidades Fluido Bingham

El perfil de velocidades se puede asimilar a la de un tapón ("plug") que se mueve sobre una zona de flujo laminar como se indica en la Figura 5.8. En este caso, no existe movimiento relativo importante en la parte alta del flujo y el flujo se mueve hacia adelante como un solo cuerpo sobre un fluido Bingham.

Estudios realizados en China, muestran que los perfiles de velocidades son más uniformes en los flujos plásticos que en los flujos no plásticos. En ese caso, el flujo hiperconcentrado turbulento Newtoniano, se ha transformado en flujo laminar, debido a la hiperconcentración exagerada.

Modelo de Fluido Dilatante

Para los flujos de residuos (Debris Flows) no se cumplen las condiciones de fluido Bingham o de fluido Newtoniano y se acude al modelo de fluido dilatante desarrollado por Takahashi (1991), con base en los trabajos de Bagnold.

El modelo del flujo dilatante se puede expresar en forma general con la expresión:

$$\tau = \eta_c \left(dV / dy \right)^2$$

Takahashi demostró que para el caso de los flujos de piedras o flujos no viscosos, en los cuales predomina el efecto de colisión entre partículas, es apropiado el modelo de fluido dilatante.

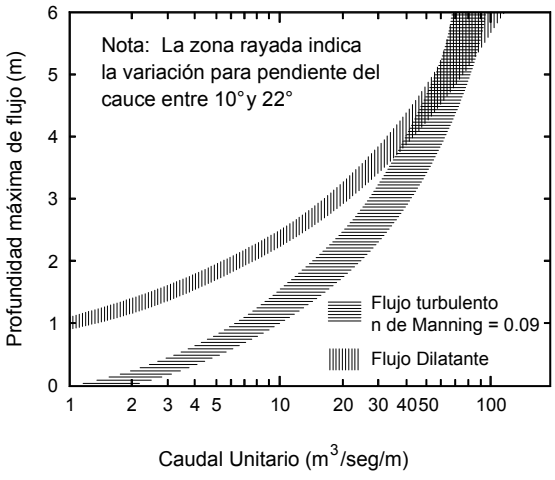


Figura 5.9 Comparación de los caudales obtenidos para las diferentes profundidades de acuerdo con los modelos de Manning y de flujo dilatante (Takahashi 1991).

De acuerdo con el modelo de fluido dilatante (Takahashi, 1991):

$$q_T = \frac{2}{5} R h^{5/2} sen^{1/2} \theta$$

R es una función de la concentración de sólidos, el diámetro de las partículas y otros factores.

Una vez ocurre un fenómeno que genera una avalancha y se forma un flujo a lo largo de un canal, Takahashi consideró el flujo como compuesto por una fase líquida y una fase sólida, derivó ecuaciones de conservación de momentum para cada fase y suma los efectos de las dos fases, los esfuerzos de colisión entre partículas sólidas y los esfuerzos en el flujo intersticial, debidos a la turbulencia y la viscosidad.

Perfil de velocidades Fluido dilatante

La variación de la distribución de velocidades muestra una relación entre la concentración de sedimentos y la constante de Karman.

La constante de Karman tiene un valor mínimo de aproximadamente 0.27, para una concentración de sedimentos de 300 kg/m^3, aproximadamente.

El perfil de distribución de velocidades para un flujo de residuos, no viscoso, está dado por la expresión (Takahashi, 1991):

$$\frac{u_s - u}{u_s} = \left(\frac{h - z}{h} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

u = velocidad

u_s = velocidad en la superficie del flujo

h = Altura del flujo

z = Altura de cada punto con respecto al fondo del canal

La anterior fórmula fue comprobada por Takahashi mediante modelos en el laboratorio.

Modelos de Fluido para los Tipos de Flujo

Para la definición de los modelos de fluido se adaptaron los criterios de Chien y Wan (1999) y de Takahashi (1991), los cuales se resumen en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Modelos de fluido de acuerdo con el tipo de flujo

Flujo	Característica	Fluido	Porosidad	Concentración en volumen	Peso unitario
De lodos	Viscoso	Bingham	0.3- 0.8	> 20%	1.0 – 1.6
Hiper-concentrado granular	Viscoso	Bingham o Manning	0.6- 1.0	0-40%	1-0 – 1.8
	No viscoso	Manning	0.7 – 1.0	0- 30%	1.0 – 1.7
Turbulento de residuos	Inercial (No viscoso)	Manning o Bagnold/ Takahashi	0.25 – 0.7	> 30%	1.6 – 2.0
	Viscoso	Bagnold/ Takahashi	0.1- 0.6	>40%	1.7 – 2.2
Laminar de residuos		Bingham	< 0.1		

CARACTERIZACIÓN DEL FLUJO

Para modelar una avalancha, es preciso determinar el tipo de flujo que se va a presentar con base en las características de la mezcla y del canal. Para resumir los criterios generales y para determinar el tipo de flujo, se presenta la tabla 5.3. Igualmente, los flujos se pueden clasificar de acuerdo con la velocidad y concentración de sedimentos como lo propone O'Brian, (2000). (Figura 5.10).

En la Figura 5.11 se muestra el perfil longitudinal de los canales de algunos flujos y se puede observar el perfil característico de cada tipo de flujo. Los flujos de residuos ocurren generalmente en los canales de gran pendiente y tienen una longitud de recorrido menor que los flujos hiperconcentrados y de lodo.

Flujos de Lodo

Tipo de Fluido

Al formarse el "Slurry" de partículas finas y agua, éste se comporta como un flujo no-Newtoniano, del tipo conocido como fluido Bingham. Cuando el contenido de partículas finas es bajo, puede ocurrir un flujo viscoso continuo en el cual no se forma una parte frontal ni ocurren pulsaciones y se asemeja más al modelo de fluido Newtoniano de Manning.

El "slurry" tiene un comportamiento muy similar al concreto hidráulico. En los canales de pendiente baja, el flujo es más lento y se pueden presentar pulsos de frenado. El proceso puede describirse utilizando los modelos de Bingham o de Bagnold; sin embargo, en la práctica el flujo está gobernado por varios procesos diferentes que interactúan entre sí, incluyendo las teorías de Coulomb.

Su comportamiento depende también de su velocidad. La masa es capaz de embeber partículas más grandes en suspensión aún en velocidades bajas. En cañones de alta pendiente, estos flujos pueden alcanzar grandes velocidades y ocasionar riesgos de gran magnitud.

Mecánica del movimiento

Estos flujos fueron descritos por Johnson y Rodine (1984) como una serie de ondas tanto en planta como en perfil (Figura 5.12). Son flujos viscosos y se caracterizan por pulsos intermitentes. Un evento puede incluir desde 10 hasta cientos de esos pulsos.

A medida que avanza cada onda, ésta va adhiriendo nuevos depósitos y se vuelve más delgada y más lenta. Posteriormente, viene la segunda onda, luego la tercera y así sucesivamente (Figura 5.13). El período de estos flujos intermitentes varía de 10 a 40 segundos y sus longitudes varían de 50 a 300 metros.

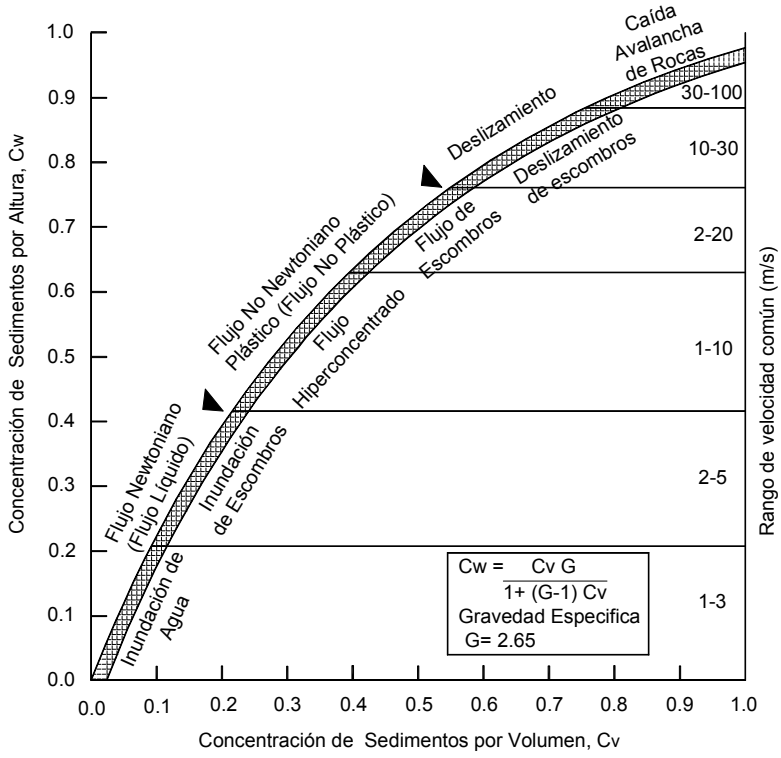


Figura 5.10 Clasificación de los deslizamientos y flujos de acuerdo con la velocidad y concentración de sedimentos (Modificada de O' Brian, 2000).

Características de los Sedimentos	Concentración de Sedimentos de la Mezcla (Kg/m³)	Pendiente del Canal					
		> 100% (45º)	100 a 50%	50 a 20%	20 a 10%	10 a 5%	< 5%
		Tipo de flujo					
Más del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<90	Flujo hiperconcentrado		Flujo de lodo			
	>90	Flujo de lodo					
	<300	Flujo hiperconcentrado					
Menos del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	300 a 600	Flujo turbulento de residuos (Debris flow)		Flujo hiperconcentrado			
	600 a 900	Flujo turbulento de residuos (Debris flow)					
	>900	Flujo laminar de residuos					

Tabla 5.3 Tipos de flujo de acuerdo con las características de la mezcla y del canal.

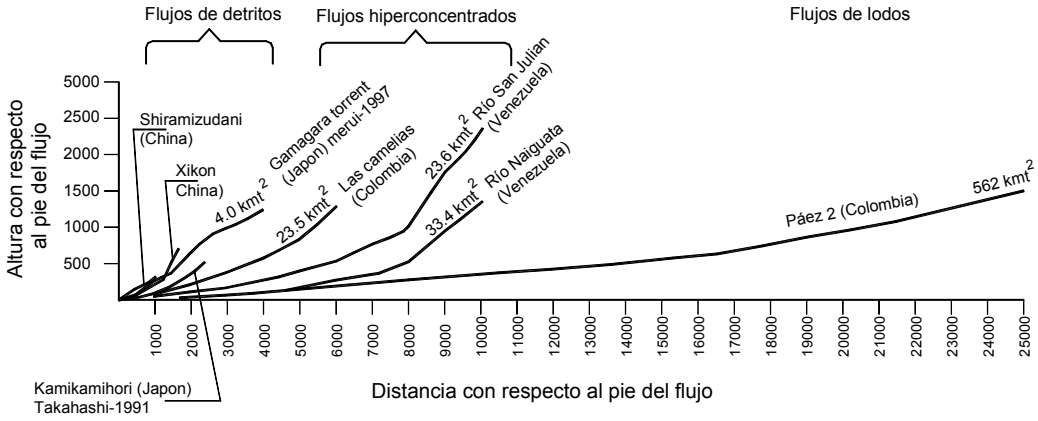


Figura 5.11 Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo.

Generalmente, el frente del flujo intermitente es alto y empinado, esta conformado de grandes bloques de roca y comúnmente, presenta la mayor amplitud del flujo. Este frente es llamado en el oriente "cabeza del dragón" y se le conoce en la literatura de habla inglesa, con el nombre de "Snout" (trompa). Generalmente, tiene forma de lengua convexa con pendiente fuerte (Figura 5.14).

El flujo viscoso salpica lanzando sedimentos hacia arriba y el movimiento genera un ruido muy intenso que puede incluso, hacer temblar la tierra. Debido a su alta velocidad y gran inercia, los flujos viscosos presentan una gran elevación en las curvas e incluso pueden ascender pendiente arriba en algunos sitios hasta alturas superiores a 10 metros.

Cuando un flujo viscoso encuentra un obstáculo, su energía cinética se transforma en energía potencial y se eleva a grandes alturas, de acuerdo con la fórmula:

$$\Delta h = 1.6\frac{U_c^2}{2g}$$

Donde:

Uc = Velocidad de la parte frontal del flujo.

Flujo viscoso en las curvas

En el extradós de las curvas, la superficie del flujo se levanta en forma importante, debido a la fuerza centrífuga, la cual se convierte en fuerza hacia arriba, en un proceso de colisión entre partículas (Figura 5.15). Este incremento de elevación en las curvas, es utilizado como parámetro para calcular la velocidad del flujo (Johnson y Rodine, 1984).

La velocidad promedio del flujo se puede obtener de la siguiente expresión:

$$\overline{w} = [g\psi \cos\delta \tan\beta]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$\hat{w}$ = Velocidad promedio.
ψ = Radio de la curva.
δ = Pendiente del canal.
β = Sobreinclinación del flujo en la curva.

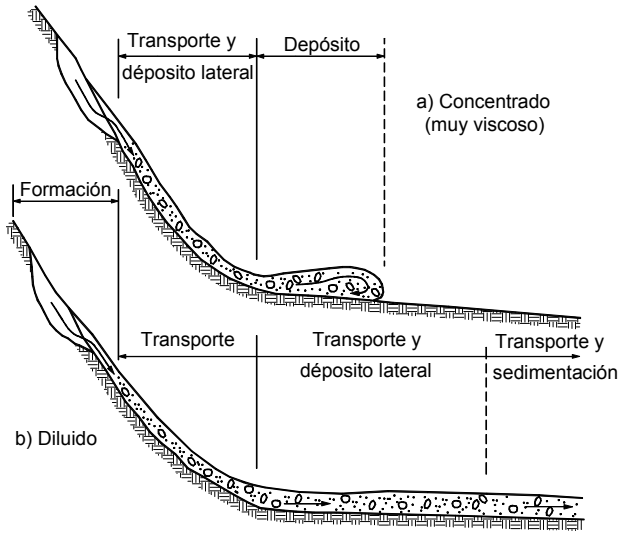


Figura 5.12 Flujos de lodo.

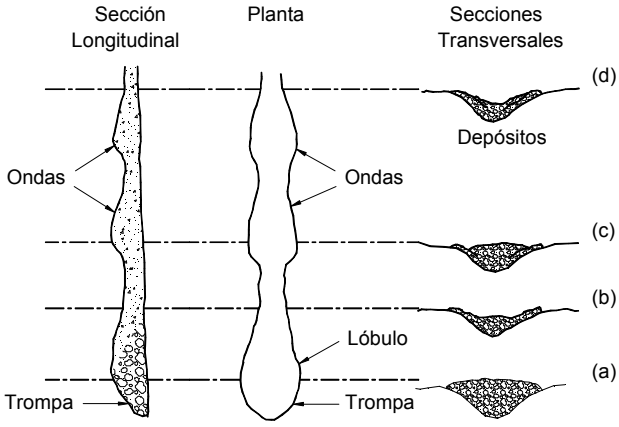


Figura 5.13 Representación idealizada de un flujo viscoso mostrando las diferentes ondas (Johnson y Rodine, 1984).

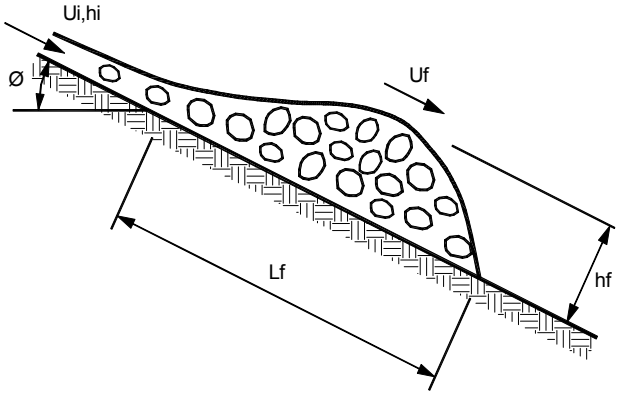


Figura 5.14 Movimiento de la onda frontal de un flujo viscoso.

Depositación

En canales anchos o cuando se desborda el flujo, se forman depósitos alargados al lado del canal. De esta forma, el flujo va depositando sedimentos a lo largo de su recorrido. El depósito final del flujo viscoso mantiene la altura dinámica de su movimiento, creando filas de islas o dunas paralelas a la dirección del flujo, las cuales pueden tener forma de lengua. Comúnmente, presenta una superficie ligeramente convexa, así como un frente empinado. Durante la sedimentación no se da la clasificación de los sedimentos y las partículas se mueven como una masa integral.

La velocidad de depositación es muy pequeña. Un ejemplo de flujo de lodo fue la avalancha del río Páez en Colombia, en 1994 (Figura 5.16).

Flujos Hiperconcentrados Granulares

Tipo de fluido

El flujo hiperconcentrado está formado por una mezcla de partículas gruesas y de agua. En el flujo hiperconcentrado, predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos y bloques); por lo tanto, la mezcla no tiene cohesión. Se considera un flujo hiperconcentrado cuando la concentración del volumen de sólidos en el flujo, es mayor de 0.2 (20%) pero no supera 0.6 (60%), valor que corresponde a un peso específico de 2.0 ton/m^3 aproximadamente.

En todos los casos, los pesos específicos y las viscosidades son mayores en los flujos hiperconcentrados que en los flujos ordinarios de agua. Una pequeña cantidad de arcilla o limo fino en los flujos hiperconcentrados, genera cambios importantes en sus propiedades geológicas y debido a estos cambios, la velocidad de caída de las partículas de sedimentos presenta características muy diferentes a las de un flujo ordinario de agua.

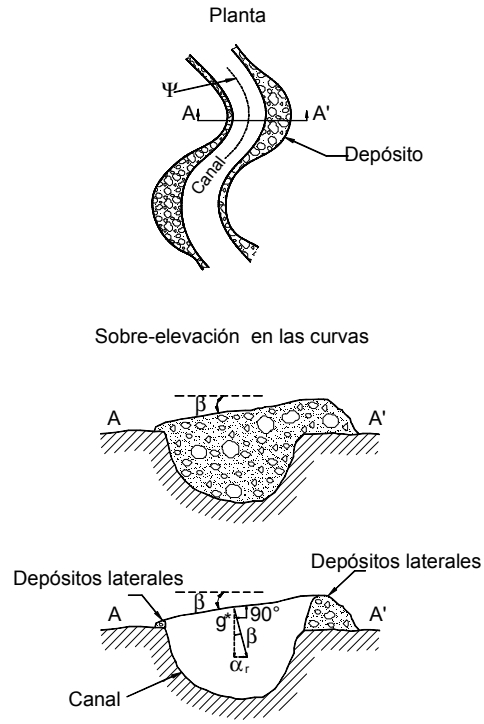


Figura 5.15 Movimiento idealizado de un flujo viscoso en las curvas (Johnson y Rodine, 1984).

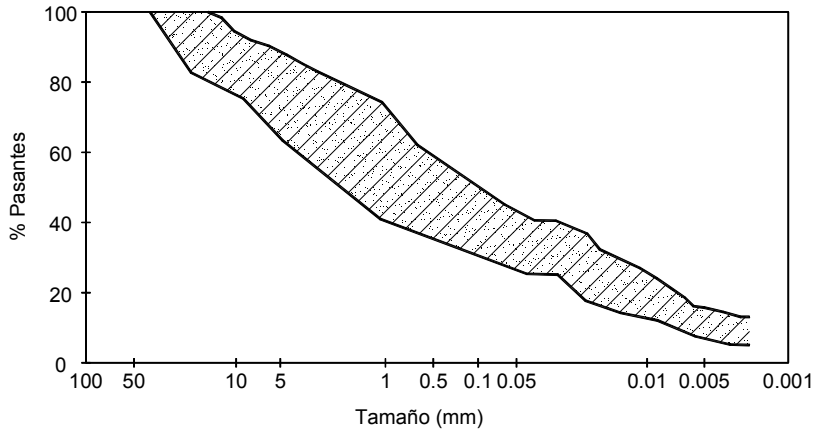


Figura 5.16 Rangos del tamaño de sedimentos del flujo viscoso del río Páez (Martínez y otros 1995).

La intensidad de la turbulencia en los flujos hiperconcentrados normalmente es débil y la turbulencia en pequeña escala, prácticamente no existe. En las corrientes anchas siempre hay cierto grado de turbulencia. Cuando las concentraciones de sólidos son bajas, los materiales se concentran en la parte inferior del flujo, pero al aumentar la concentración, las partículas se dispersan a través de todo el flujo.

El fluido se comporta como Newtoniano y se puede aplicar el modelo de Manning de la hidráulica tradicional. Al aumentarse la concentración de sedimentos, los flujos hiperconcentrados dejan de comportarse como Newtonianos y se pueden convertir en flujos de residuos (Debris Flows). Así mismo pueden convertirse en laminares, si las concentraciones de sedimentos son muy altas, especialmente en corrientes pequeñas. Se puede considerar que el flujo permanece Newtoniano hasta una concentración de sólidos del 60% del volumen.

Mecánica del movimiento

El transporte de sedimentos sigue los patrones generales de la mecánica tradicional de transporte de sedimentos en agua. El flujo tiene dos fases y las partículas se mueven, parcialmente, como carga de fondo y como carga suspendida. Aunque la velocidad de flujo puede ser muy alta, la superficie de la corriente aparece suave y calmada. El flujo hiperconcentrado posee cierto grado de plasticidad y se forman patrones similares a los de las nubes dentro del flujo, los cuales se deforman y se tuercen al moverse a lo largo de la corriente.

A medida que la concentración aumenta, la turbulencia disminuye y la dispersión inducida por el cortante entre partículas va aumentando; finalmente, el flujo turbulento se puede transformar en flujo laminar y el peso de las partículas de sedimentos es soportado completamente por la fuerza dispersiva y la distribución vertical de concentración de sólidos se vuelve casi uniforme.

Si la concentración aumenta en forma exagerada, el espacio entre partículas se vuelve tan pequeño que éstas no pueden moverse, produciéndose un fenómeno de frenado, en el cual la concentración es tan alta, que se bloquea totalmente el flujo. Previamente a la ocurrencia de este fenómeno se genera un período de inestabilidad en el cual el flujo trata de moverse en períodos de frenado y movimiento (Figura 5.17).

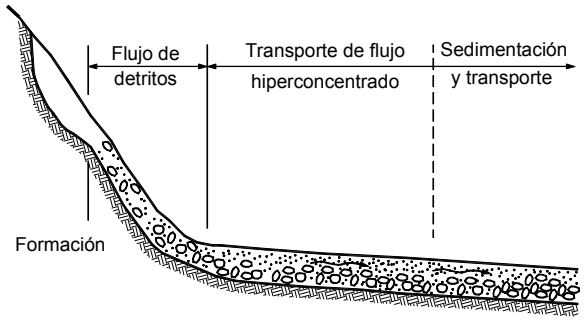


Figura 5.17 Esquema de un flujo hiper-concentrado.

Depositación
Al disminuir la velocidad, las partículas se van sedimentando; primero las más gruesas y luego las más finas formando un depósito clasificado de partículas. La velocidad de caída de las partículas en los procesos de depositación, disminuye al aumentar la concentración.

Un ejemplo de flujos hiperconcentrados fueron los flujos ocurridos en el estado de Vargas, en Venezuela, en diciembre de 1999 (PNUD, 2000). En estas avalanchas se desprendieron grandes cantidades de sedimentos y debido a las lluvias extraordinariamente intensas, formando ríos de agua y sedimentos gruesos, los cuales depositaron considerables cantidades de sedimentos sobre las zonas urbanas localizadas en los conos de deyección junto al mar.

Flujos de Residuos (Debris Flows)

Tipo de Fluido
En los flujos de residuos los sedimentos controlan totalmente el flujo y el componente agua es menos importante. El movimiento de los flujos de residuos se le puede relacionar generalmente con "flujo turbulento de granos". Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven. Su comportamiento se aleja del modelo hidráulico típico. Los flujos son no viscosos y son generalmente flujos turbulentos de dos fases. La fase líquida es un "Slurry" consistente en agua y partículas finas y la fase propiamente sólida, son las partículas gruesas. Las partículas gruesas ruedan y saltan con velocidades inferiores a las del "slurry" y se puede escuchar el ruido del golpeo de las partículas unas con otras, con ondas superficiales y salpicaduras, donde se observa claramente la turbulencia del flujo.

Mecánica del movimiento
El flujo de residuos generalmente ocurre en zonas de alta pendiente e involucra concentraciones altas de material sólido, principalmente de partículas gruesas y bloques (Figura 5.18). Debido a las altas pendientes del flujo de residuos se pueden transportar fácilmente partículas o bloques de gran tamaño a alta velocidad. Los flujos de residuos son extremadamente destructivos, debido a las fuerzas de impacto de los grandes bloques.

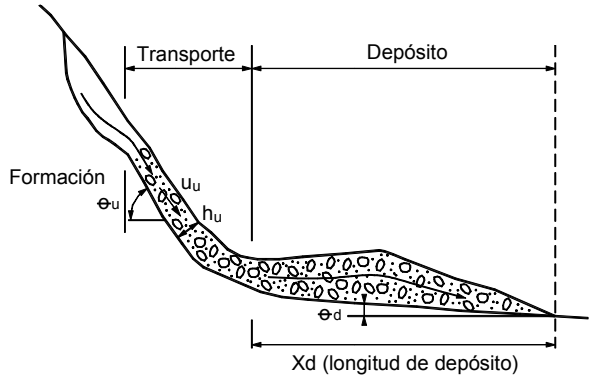


Figura 5.18 Esquema de un flujo de residuos (Debris flow).

La máxima velocidad registrada en China para los flujos de residuos, es de 13.4 m/seg, pero se reporta que se pueden alcanzar velocidades hasta de 20 m/s. En algunos trabajos se mencionan velocidades (no medidas) hasta de 36 m/s. La velocidad es mayor al aumentar la pendiente del canal y la velocidad disminuye al aumentar la concentración de sólidos.

Aunque los flujos de residuos contienen partículas más gruesas, mayores concentraciones, mayores pesos específicos y menores cantidades de agua, la mecánica del movimiento, en algunos aspectos es similar a los de los flujos hiperconcentrados. En ocasiones, el movimiento es intermitente, como en los flujos de lodos (Figura 5.19), pero la amplitud de la onda es relativamente pequeña (20 a 50 cm) y en general, el flujo no es completamente interrumpido entre las ondas.

Depositación
Al disminuir la velocidad del flujo, la avalancha trata de desacelerar, aumentar de espesor y finalmente parar. Este proceso puede ocurrir por la disminución de la pendiente, el aumento del ancho del canal o la presencia de obstáculos que aumenten la resistencia al flujo. Cuando ocurren ampliaciones o cambios significativos en el cauce, se puede producir depositación de las partículas más gruesas. A medida que se depositan más materiales, se forma una especie de diques que hacen levantar el flujo, aumentándose el proceso de depositación (Figura 5.20).

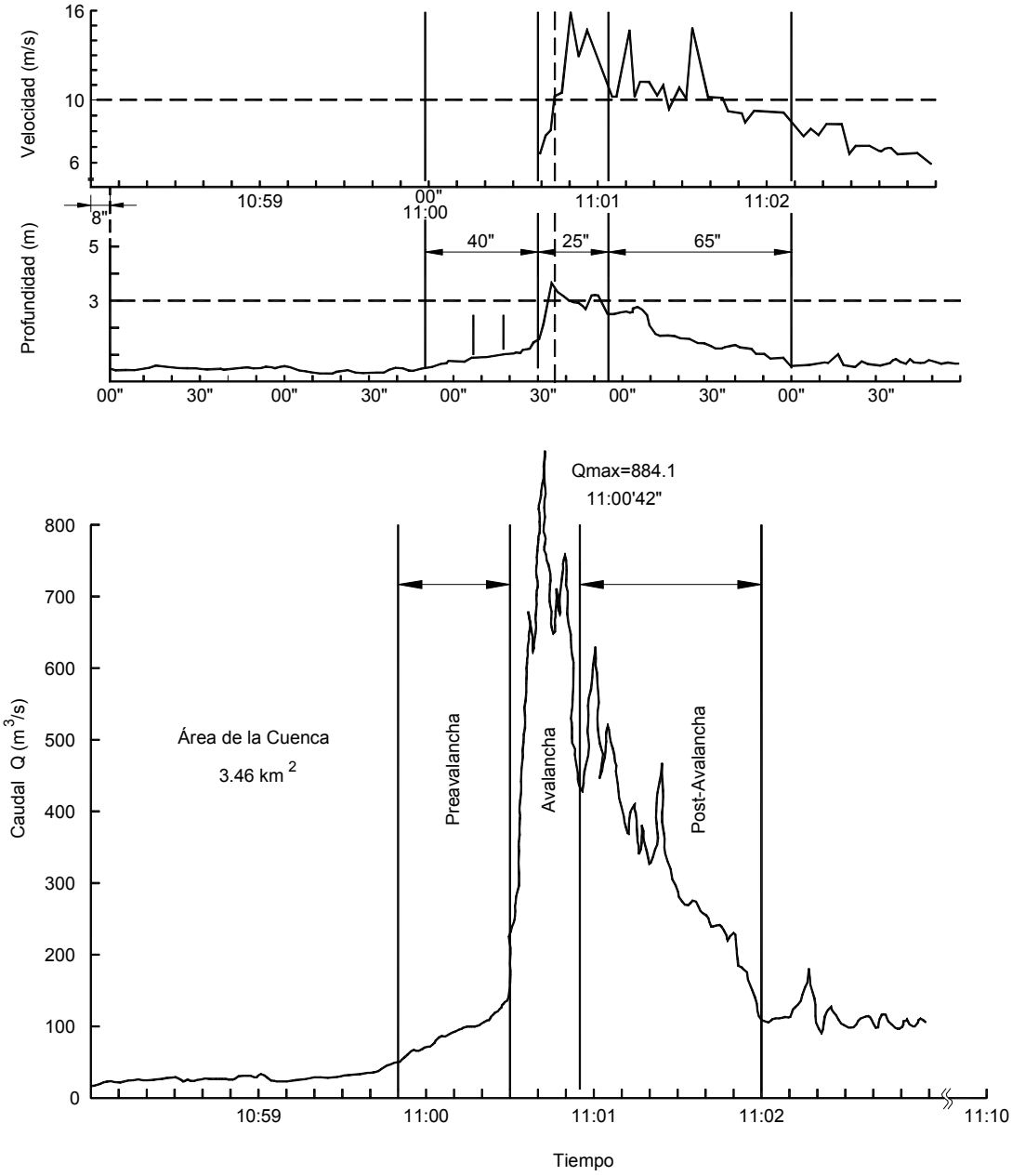


Figura 5.19 Variación de un flujo de residuos con el tiempo (Takahashi 1991).

Cuando el cambio en el ancho del cauce es muy fuerte o se presenta una disminución fuerte de la pendiente, la velocidad disminuye abruptamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando abanicos o barras de grandes bloques. Primero, se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación y puede ocurrir que las partículas en suspensión, recorran caminos de muchos kilómetros después de que las partículas grandes se han depositado.

Generalmente, los flujos de residuos corren a lo largo de cañones estrechos y cuando encuentran un área más amplia, tratan de detenerse, formando abanicos de depositación, los cuales pueden sepultar áreas relativamente extensas.

Takahashi (1991) desarrolló modelos matemáticos para representar el proceso de depositación de flujos de residuos con base en la evaluación de las fuerzas de gravedad, momentum del flujo antes del cambio de pendiente, las fuerzas hidrostáticas y de presión de tierras, la fricción en el fondo y los esfuerzos producidos por la turbulencia y la viscosidad del fluido.

CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS DE LOS FLUJOS

En el caso de los flujos de materiales saturados, cuando las concentraciones de sedimentos exceden un cierto valor crítico, o la disponibilidad de agua disminuye la concentración, las propiedades del flujo cambian en forma significativa, no solamente en cuanto a las características del flujo, sino también, en la forma como los sedimentos son transportados. Un flujo de residuos puede convertirse en flujo hiperconcentrado, al disminuir la concentración de partículas sólidas o el flujo hiperconcentrado puede convertirse en flujo de residuos, al aumentar la concentración.

Formación del flujo

Al ocurrir un evento anómalo como lluvias extraordinarias, sismos fuertes o deshielos rápidos, se pueden generar procesos de deslizamiento o erosión, los cuales producen una concentración de sedimentos o partículas sobre las laderas o cauces.

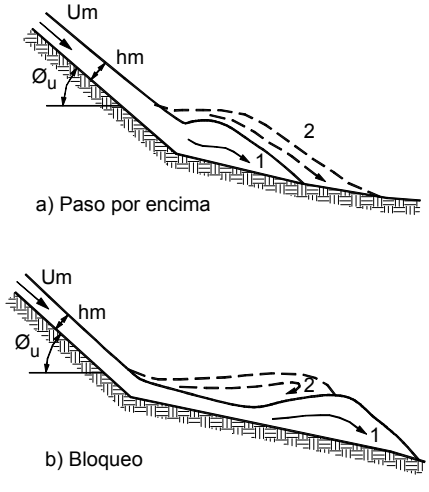


Figura 5.20 Esquema de los procesos de acumulación de depósitos de ondas consecutivas.

Las masas que se sueltan pueden estar saturadas o puede haber aporte adicional de agua de acuerdo con las características del proceso activador. La concentración de sedimentos sueltos sobre una pendiente fuerte, propicia su movimiento.

Transporte

En la etapa de avalancha propiamente dicha, la velocidad y el caudal aumentan bruscamente como en una especie de onda. En este proceso pueden incorporarse al flujo nuevos sedimentos por corrosión y arrastre o por aportes de deslizamientos, corrientes de agua u otras avalanchas. En esta etapa, el flujo puede comportarse como flujo de lodos, hiperconcentrado o de residuos, de acuerdo con la composición, concentración y velocidad. Después de esta primera avalancha, pueden venir otras ondas de menor o mayor amplitud.

Movilidad

La movilidad de los flujos depende del tipo de material y de las concentraciones de sedimentos en el agua. Ciertos materiales como los volcánicos están caracterizados por tener una mayor movilidad (Legros, 2001). La razón para la gran movilidad de los materiales volcánicos es la naturaleza granular de éstos, su colapsibilidad, grado de meteorización, tamaño de granos, baja resistencia y alto contenido de agua. Los materiales volcánicos son típicamente los de mayor movilidad. Otro factor importante que afecta la movilidad es el tamaño de los deslizamientos. Los deslizamientos de mayor magnitud generan flujos de mayor movilidad, la cual es proporcional al caudal del flujo. Sin embargo, el factor más importante en la movilidad es el contenido de agua del flujo.

Depositación

Al disminuir la pendiente o aumentar el ancho del canal se preseta una disminución de la velocidad o frenado de la avalancha. La energía cinética disminuye y se produce sedimentación de las partículas. La depositación de los flujos generalmente se da en pulsos (Williams, 2006), lo cual demuestra que el flujo no es permanente sino que tiene ondas y cada onda puede transportar materiales de diferente granulometría desde materiales muy gruesos hasta materiales muy finos o mezclas de varios materiales (Figura 5.21). El ancho y la pendiente de la zona de depositación determinan el espesor del depósito y la forma como se producen los procesos de frenado y sedimentación.

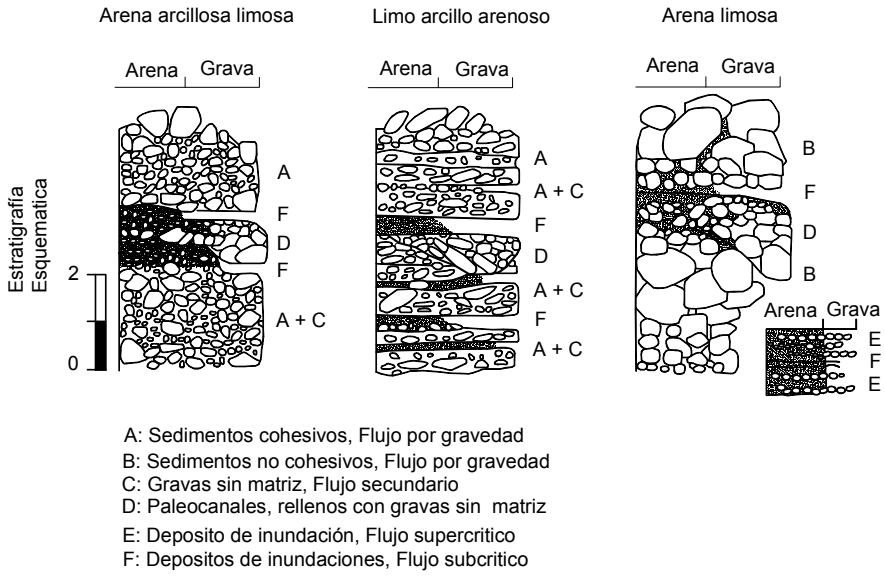


Figura 5.21 Ejemplo de descripción y clasificación de los depósitos de flujos de residuos (Moscariello y otros, 2002).

Movimiento de la Carga de Fondo

El movimiento de partículas muy gruesas en el fondo del cauce, esencialmente es el movimiento de partículas empujadas por un "Slurry". El "Slurry" se diferencia del agua limpia en los siguientes aspectos (Chien y Wan, 1999):

- El peso específico del Slurry es mayor que el del agua limpia, por lo tanto, la fuerza de arrastre en la dirección del flujo es mayor, como también, es mayor la fuerza de flotación.

- La viscosidad del Slurry es mayor. Por lo tanto, una vez las partículas son incorporadas al flujo, su velocidad de sedimentación es menor que en agua limpia.

- La turbulencia es menos intensa en un Slurry que en agua limpia, por lo tanto, la resistencia al flujo con una superficie rugosa, es menor debido a que la subcapa laminar es más gruesa y por lo tanto, la rugosidad relativa es menor.

El efecto sumado de los tres factores anteriores hace que la capacidad de carga de fondo de un Slurry sea mayor que el del agua limpia. El tamaño máximo de partículas que pueden ser movidas por un Slurry es generalmente decenas de veces mayor que aquellas para el agua limpia y entre mayor sea la viscosidad efectiva del Slurry y menor la velocidad de flujo, es mayor esta relación. En China se han analizado casos de flujos hiperconcentrados con capacidad de arrastre de carga de fondo hasta 87 veces mayor que la de un flujo normal.

El Transporte de Grandes Bloques

Algunos testigos de avalanchas describen el transporte de grandes cantos o bloques de roca flotando como corchos encima del flujo; este fenómeno ha sido reportado en innumerables ocasiones. El fenómeno es explicado dentro de un modelo de fluido dilatante, como el de una fuerza dispersiva, debida a la colisión de una gran cantidad de partículas sobre la superficie del bloque (Figura 5.22). Otra explicación hace un paralelo con la fuerza hidrodinámica o "surfing" que sostiene los aviones en el aire o a los surfistas sobre las olas del mar. La velocidad con que transitan estos grandes cantos es menor que la velocidad del Slurry.

Se conoce del transporte de bloques de varios cientos de toneladas de peso y varios kilómetros de recorrido, como ocurrió en los flujos hiperconcentrados de Vargas, en Venezuela, en diciembre de 1999 (Fotografias 5.2). El impacto de estos bloques representó un riesgo de gran magnitud y destruyó varios edificios.

Fricción entre el Flujo y la Superficie del Terreno

De trabajos realizados en China, por Chien y Wan (1.999) se obtienen las siguientes conclusiones:

Superficie Lisa

Para el flujo turbulento con una superficie suave para el mismo número de Reynolds, el factor de fricción para los flujos hiperconcentrados es cercano o menor que el del agua limpia; pero para la misma velocidad y profundidad, el valor absoluto de la pérdida de cabeza en un flujo hiperconcentrado, es mayor de aquel para aguas limpias. En el, flujo laminar el factor de fricción aumenta considerablemente con una disminución en el número de Reynolds. Para la misma velocidad y profundidad, la pérdida de cabeza de un flujo hiperconcentrado es mucho mayor del flujo de agua limpia. El número crítico de Reynolds al cual un flujo hiperconcentrado laminar se transforma en turbulento es el mismo que para agua limpia.

Superficie Rugosa

Al igual que para el flujo de agua limpia, el factor de fricción para el flujo hiperconcentrado no varía con el número de Reynolds y es una función de la rugosidad relativa de la superficie. La viscosidad de un flujo hiperconcentrado y el correspondiente espesor de la subcapa laminar, es mucho mayor que el de agua limpia. La rugosidad absoluta para que un flujo hiperconcentrado se vuelva turbulento también es mucho mayor.

Debido a que en el caso de la superficie rugosa se presenta una depositación de un "slurry" sobre la superficie, la pérdida de cabeza de un flujo hiperconcentrado es menor que el de aguas limpias. Entre mayor sea la concentración de sedimentos, se requiere un menor gradiente para obtener una determinada velocidad.

De acuerdo con los experimentos realizados en China, el número de Manning n para un canal era de 0.03 para flujo de agua limpia. A medida que la concentración de sólidos subió a 340 kg/m^3 se depositó una capa lisa de limos en el fondo del canal y el número de Manning n disminuyó a 0.014.

En los los ríos naturales, si la pendiente del canal no es lo suficientemente fuerte para que todas las partículas gruesas sean transportadas por el flujo, éstas particulas se depositan en el fondo del canal, produciéndose un gran aumento en su rugosidad.

Por ejemplo, la rugosidad de Manning puede aumentar de 0.017 a 0.025, debido a la depositación de partículas gruesas (Chien y Wan, 1999).

Caudales

La magnitud de los caudales depende de los volúmenes de agua y sólidos disponibles para fluir y de la concentración de los sedimentos. Takahashi encontró que para los flujos de residuos, los caudales aumentaban con la concentración.

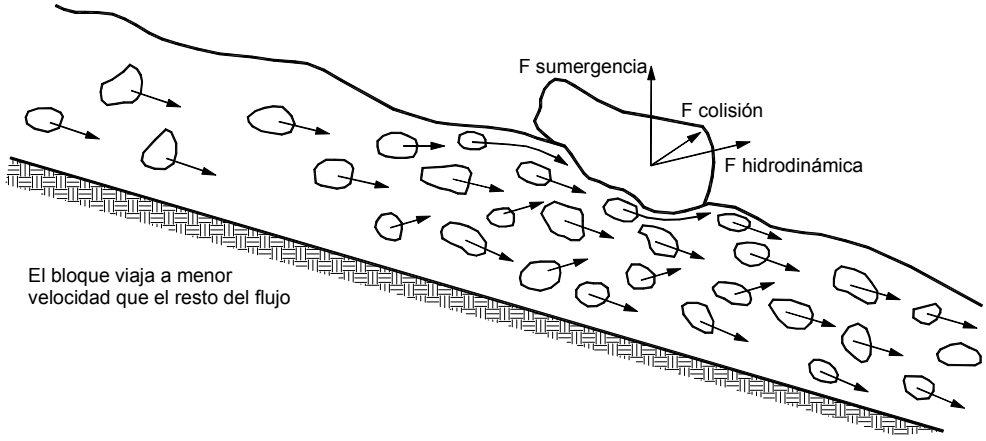
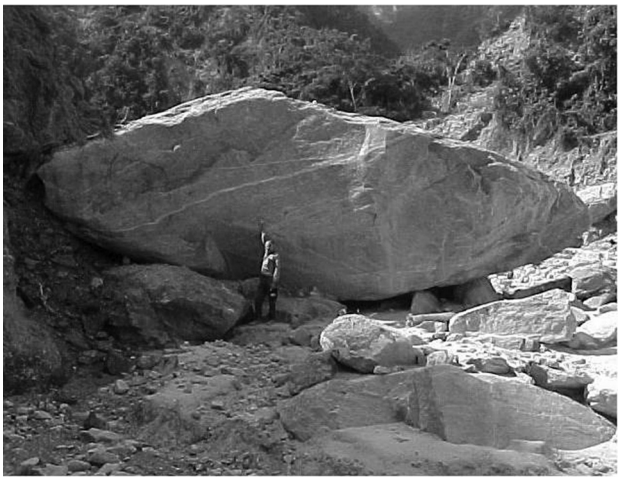


Figura 5.22 Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo.



a) Tamaño de los bloques transportados

b) Efecto del impacto de los bloques

Fotografia 5.2 (Fotografías de Daniel Salcedo) Grandes bloques transportados por los flujos hiperconcentrados de Vargas en Venezuela (1999). El riesgo es de gran magnitud como se observa con la destrucción de los edificios.

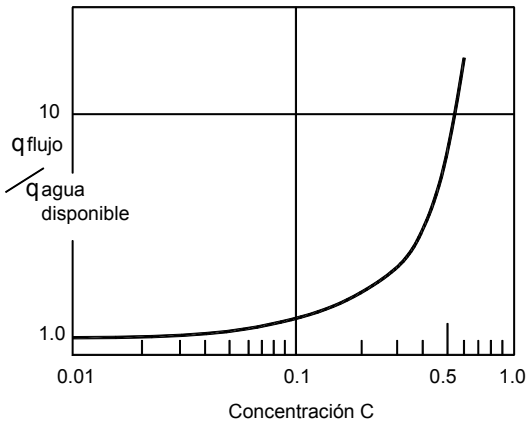


Figura 5.23 Caudales de un flujo de residuos, de acuerdo con el caudal de agua disponible. (Takahashi, 1991).

El Caudal de un flujo depende de tres factores:

Disponibilidad de agua
La disponibilidad de agua incluye los volúmenes debidos a la lluvia, la saturación de los suelos subsuperficiales susceptibles a deslizarse y los caudales base de la corriente, así como el volumen de nieve y hielo de los nevados susceptibles al deshielo (Figura 5.23).

Disponibilidad de partículas sólidas
Estas partículas sólidas que pueden ser bloques, gravas, arenas, limos o arcillas susceptibles a deslizarse o a ser incorporados al flujo durante la avalancha. Su disponibilidad depende principalmente, de la susceptibilidad a los deslizamientos en la cuenca de drenaje, por acción de un determinado fenómeno activador.

La Morfología y tamaño de la cuenca
Al iniciarse una avalancha, ésta posee un gran poder de erosión y puede cortar el cauce de la corriente en forma intensiva. A medida que se van incorporando nuevos materiales sólidos y el agua de los poros, el caudal del flujo aumenta a lo largo de su curso.

Generalmente, los caudales en una avalancha de tierra son muy superiores a los caudales calculados para el agua suministrada por la lluvia. La descarga máxima de una avalancha de tierra puede ser superior que el caudal inicial de agua limpia causado por la precipitación. Takahashi (1991) reporta avalanchas en las cuales la descarga pico fue de 60 veces el pico estimado de inundación, asumiendo solo el caudal producido por las lluvias. En una avalancha observada en Rusia, el caudal debido al agua limpia de la precipitación era de solamente 49 m^3/seg. Después de recorrer diez kilómetros y erosionar el cauce, el flujo alcanzó una descarga máxima de 490 m^3/seg., diez veces el flujo teórico. De los 441 m^3/seg adicionales recogidos por la avalancha, las partículas sólidas constituían un 54% y el agua 46% respectivamente.

Tamaño y Distribución Granulométrica de los Sedimentos

El diámetro de las partículas depende principalmente de las características geológicas de las áreas de aportes de materiales a los flujos y de las características morfológicas de las cuencas. Entre mayores sean las pendientes de las vertientes, las partículas tienden a ser de mayor tamaño y entre más meteorizada y menos competente sea la roca, los perfiles del suelo residual son de mayor espesor y las partículas en los flujos y avalanchas, son de menor tamaño.

En el caso de los flujos ocurridos en Venezuela, en diciembre de 1999 (PNUD, 2000) las partículas de gran tamaño fueron aportadas por formaciones de Neises duros fracturados, los cuales conformaban la parte alta de las cuencas en áreas de pendientes superiores al 50% y las partículas finas fueron aportadas a los flujos por formaciones de esquistos muy meteorizados, que conformaban las partes bajas de las cuencas.

Los flujos en las cuencas con más del 80 % del área en Neises duros, estaban conformados por cantos de hasta 5 metros de diámetro y partículas generalmente gruesas y los flujos en cuencas donde predominaban los esquistos meteorizados, estaban conformados por partículas finas (arenas, limos y arcillas). Los flujos en cuencas con porcentajes importantes de ambas formaciones, estaban integrados por mezclas de partículas gruesas y finas con muy buena distribución granulométrica.

Concentración de Sedimentos

En zonas de alta montaña, las concentraciones de sedimentos de las corrientes de agua en el momento de grandes avenidas pueden superar fácilmente los 500 Kg/m^3 y en muchos casos, superar los 1500 Kg/m^3. Entre mayor sea el diámetro de las partículas, la concentración de sedimentos es mayor (Yellow River, 1977) y entre mayor sea la concentración, son transportadas partículas de mayor diámetro.

En la cuenca del Río Amarillo en la China (Chien y Wan, 1999), la máxima concentración de flujos originados de una fuente de sedimentos gruesos, puede alcanzar hasta 1600 kg/m^3, mientras en las zonas de sedimentos finos, las concentraciones generalmente son menores de 1000 kg/m^3.

La concentración crítica en que el flujo turbulento se convierte en flujo laminar, depende del tamaño de los sedimentos. En el noroeste de China, Zhang y otros (1980) sugirieron la siguiente fórmula empírica para determinar la concentración crítica:

$$S_c = 390\left(D_{50}.\Delta p\right)^{0.61}$$

Donde:

S_c = Concentración crítica en kg/m3.

D_{50} = Diámetro medio de los seguimientos transportados por el flujo en milímetros.

Δp = Porcentaje de partículas menores de 0.007 mm transportadas por el flujo.

La concentración de sedimentos tiende a ser mayor en el fondo que en la superficie, con excepción de los flujos en pendientes muy fuertes en las cuales, la concentración de sedimentos tiende a ser igual en toda la altura del perfil. Existe una concentración de equilibrio o concentración máxima de sedimentos. Una vez la concentración alcanza el valor máximo, la velocidad disminuye y la avalancha tiende a frenarse.

MONITOREO DE FLUJOS

El monitoreo de los flujos es muy complejo debido a que la velocidad y capacidad de denudación de éstos, con mucha frecuencia, destruye los puntos de lectura. Por esta razón, no hay mucha información disponible sobre mediciones de flujos en tiempo real.

Sin embargo, en la literatura, se encuentran algunos documentos de observaciones en campo de flujos de residuos en Japón (Suwa, 1989), en China (Zhang, 1993) y en Suiza (Hurlimann y otros, 2003).

Entre los equipos utilizados se encuentran los de ultrasonido (ecosondas), los aparatos de radar, los geófonos y los medidores de lluvias. De estos tal vez, el más eficiente es la ecosonda de ultrasonido, la cual permite medir la profundidad del flujo con el tiempo. Igualmente, los equipos de radar son útiles en los flujos granulares, no obstante, estos equipos tienen limitaciones en flujos de materiales arcillosos.

La eficiencia de los geófonos depende de la calidad del subestrato en que se encuentren instalados (Roca o suelo blando); si están enterrados en la roca son más eficientes.

Las imágenes de video han sido una de las herramientas más útiles y más empleadas para analizar el comportamiento de los flujos. Sin embargo, los videos no permiten medir los parámetros básicos del flujo.

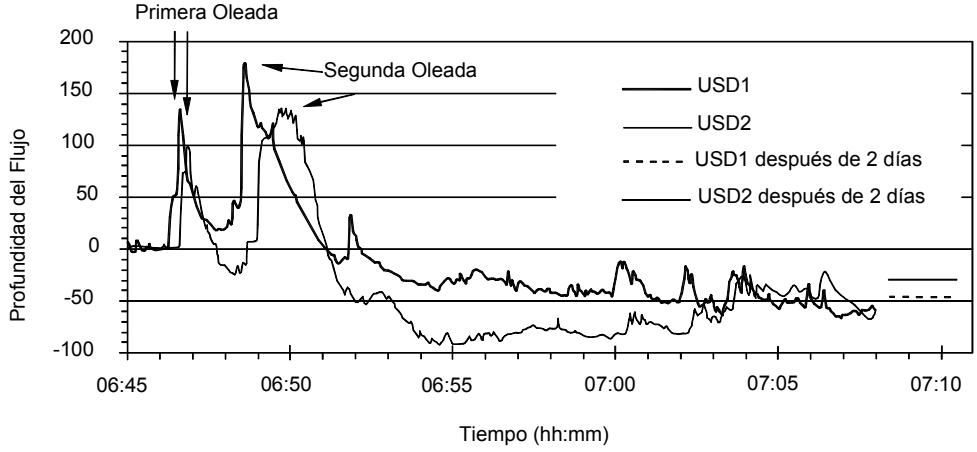


Figura 5.24 Hidrogramas de un flujo obtenidos con equipos de ultrasonido. Se observa que los dos equipos muestran el paso de dos ondas del flujo en forma similar (Hurlimann y otros, 2003).

MECANISMOS DE FORMACIÓN DE FLUJOS Y AVALANCHAS

Es muy importante determinar las condiciones en las cuales ocurre un flujo de residuos. Los elementos detonantes son los mismos de los deslizamientos de tierra; principalmente las lluvias intensas y los eventos sísmicos. La ocurrencia del flujo depende de que ocurran los deslizamientos, haya disponibilidad de agua suficiente para fluir y exista una cuenca capaz de concentrar el flujo con alta pendiente para producir grandes velocidades. (Kanji y otros, 2001).

La forma más común de avalanchas es debida a los deslizamientos de tierra generalizados, relacionados con la ocurrencia de lluvias excepcionales. Las características de la geología son determinantes para la activación de flujos; por ejemplo, los depósitos y formaciones volcánicas son muy susceptibles a la formación de flujos. Del mismo modo, la intervención antrópica en los materiales de alta susceptibilidad, es muy importante (Figura 5.25).

La formación de flujos de residuos generalmente está asociada con los deslizamientos numerosos y simultáneos que traen los materiales a una cuenca de alta pendiente, la cual temporalmente, es represada. Al llegar los materiales de los deslizamientos a la corriente de agua, aumenta la concentración de sedimentos en el fluido. La masa es transportada por la corriente a alta velocidad y con caudales significativos.

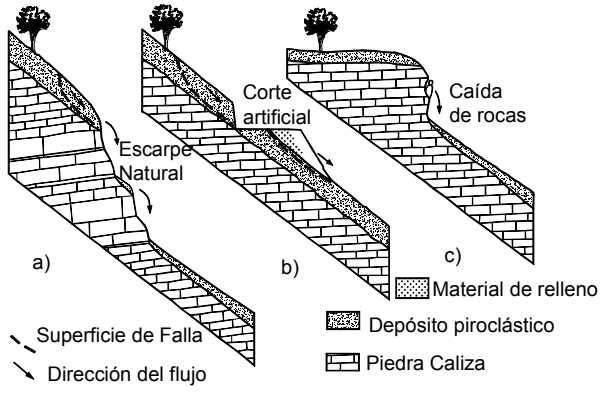


Figura 5.25 Iniciación de flujos en los depósitos piroclásticos sobre roca. (A) Falla del depósito sobre un escarpe. (B) Falla por construcción de una vía. (C) Caídos de roca (Guadagno y Revellino, 2005).

Susceptibilidad a la Ocurrencia de Flujos

Cuando se determina la susceptibilidad a avalanchas, se refiere a la cuenca de una corriente de agua y no a una ladera en particular y la cuenca para al análisis de avalanchas, debe referirse a un sitio de salida. Los flujos o avalanchas ocurren típicamente en las cuencas de tamaño menor a 10 km^2, con un gradiente promedio por encima de 13° y abanicos aluviales de más de 4° (Jackson, 1987). Los flujos de residuos ocurren en una cuenca con intervalos de retorno entre 5 y 50 años y en algunos casos, hasta de 500 años (Jakob y Bovis, 1996). Entre menor sea la frecuencia de los flujos en determinada cuenca, son más peligrosos. Los volúmenes de un flujo son proporcionales al tiempo desde la ocurrencia del último flujo (Bovis y Jakob, 1999).

FLUJOS POR LLUVIAS

La susceptibilidad a la ocurrencia de avalanchas por lluvia en una cuenca, depende de una gran cantidad de factores:

Permeabilidad del Perfil de Suelo

Sitar (1994) describe la ocurrencia de flujos de residuos como el resultado de un aumento rápido de la presión de poros durante períodos de lluvia intensa. De Campos y otros (1991) muestran que la situación crítica ocurre cuando se presenta una condición de flujo subterráneo paralelo a la superficie del talud. Este mecanismo de falla fue analizado por Collins y Znidarcic (1997).

Para que ocurran avalanchas, la saturación por infiltración debe ser más rápida que la capacidad de drenaje interna de los materiales, de tal forma que se genere un aumento rápido de la presión interna y un flujo de agua subterránea paralelo a la superficie del talud. Se requiere una capacidad alta de infiltración para permitir la entrada rápida de agua y una permeabilidad para facilitar la formación de flujos. La infiltración así como el flujo subterráneo, están relacionados con la permeabilidad tanto primaria como secundaria del suelo.

Los suelos residuales intensamente fracturados, provenientes de rocas metamórficas como esquistos, son algunos de los materiales más susceptibles a las avalanchas, debido a su alta capacidad de infiltración; y los suelos arcillosos poco permeables, son poco susceptibles. Las cenizas y suelos volcánicos (por su alta porosidad) son muy susceptibles a la formación de flujos .

Geomorfología

Una de las principales condiciones para que ocurran flujos de residuos, es la existencia de pendientes fuertes y esto explica que los flujos ocurran principalmente en las regiones montañosas. Entre mayor sea el ángulo de los taludes, es mayor la probabilidad de ocurrencia de avalanchas. El número de deslizamientos que ocurren en el momento de una lluvia, se incrementa con el aumento de los ángulos de pendiente de los taludes. Igualmente, las cuencas de menor tamaño son generalmente son más susceptibles a los flujos como se mencionó anteriormente.

Los volúmenes de deslizamiento dependen de la altura y la longitud de los movimientos. A mayor altura, menor es el volumen de los deslizamientos pero mayor es su velocidad. En alturas menores, hay mayor volumen de deslizamiento pero su velocidad es menor y la posibilidad de ocurrencia de flujos es menor, debido a que las velocidades son menores.

De acuerdo con Kanji y otros (2001), la relación H/L disminuye para volúmenes mayores de deslizamiento en flujos, como es el caso de Brasil.

$$\frac{H}{L} = 1.87V^{0.15}$$

Pendiente de las Laderas

Para la ocurrencia de avalanchas se requiere que los deslizamientos o denudación de las laderas sean rápidos, es decir, que haya un aporte de grandes volúmenes de suelo en poco tiempo. Las laderas escarpadas o de alta pendiente de suelos residuales, permeables y con poca vegetación, favorecen la ocurrencia de las avalanchas.

En términos generales, la susceptibilidad a los deslizamientos corresponde a la susceptibilidad a los flujos; sin embargo, la alta pendiente es un prerrequisito para que los deslizamientos puedan convertirse en avalanchas. El ángulo mínimo requerido para la iniciación de un flujo de residuos es de 25 grados (Kanji y otros, 1997).

Características de la Geología

Los flujos de residuos ocurren en una gran variedad de condiciones geológicas. Los más frecuentes se dan en los materiales volcánicos y en suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas. De las rocas metamórficas las que más comúnmente producen flujos, son los esquistos y los neises y en las sedimentarias, las lutitas y limolitas. También ocurren flujos en las terrazas aluviales, coluviones, conglomerados, etc.

En términos generales, los factores geológicos más importantes son:

- Disponibilidad de una capa de suelo suelto de espesor pequeño a mediano, sobre una ladera de pendiente alta.
- Condiciones geológicas de grandes pendientes. Porosidad alta de los materiales.
- Geomorfología de pendientes fuertes y cauces angostos.

Susceptibilidad de los Rellenos

En la construcción de carreteras, en zonas de montaña, en la minería y en otras actividades antrópicas, se acostumbra colocar rellenos de materiales sueltos sobre laderas de alta pendiente. Los rellenos a media ladera, en zonas de alta pendiente son muy susceptibles a deslizarse y formar flujos, debido a que son materiales generalmente sueltos y porosos y las pendientes altas facilitan que el flujo adquiera grandes velocidades.

En muchos países tropicales, existen asentamientos humanos importantes en área de alta montaña como es el caso de los Andes. Esto obliga a que se construyan carreteras en zonas de montaña y muy cerca de los asentamientos humanos. Por ejemplo, en Colombia más del 75% de las carreteras se construyen en zonas montañosas. Poco tiempo después de construidas las carreteras, se presentan deslizamientos de los rellenos, los cuales fácilmente pueden convertirse en flujos de alta velocidad.

Pendiente y Sección de la Corriente Principal

Se debe tener en cuenta tanto la pendiente de las laderas como las pendientes de la corriente colectora (Figura 5.26). Al llegar la mezcla de sedimentos y agua a la corriente principal se requiere una pendiente y sección que favorezca la ocurrencia de grandes velocidades. Los cauces con pendientes superiores al 10% y sección con forma de V, pueden representar una alta susceptibilidad a la formación de avalanchas.

La presencia de vegetación puede disminuir la susceptibilidad, en la medida en que esta vegetación pueda disminuir la velocidad de infiltración y la profundidad de las raíces actúe como refuerzo de la superficie potencial de deslizamiento. En zonas de muy alta pendiente, el peso de la vegetación puede, por el contrario, coadyuvar a la ocurrencia de deslizamientos.

Propiedades de la Cuenca de Drenaje

Las propiedades de la cuenca de drenaje son factores muy importantes en la ocurrencia de avalanchas. Entre las propiedades para analizar, se encuentran las siguientes: área de drenaje, longitud, pendiente, altitud, curva hipsométrica, forma de la cuenca, forma, densidad y estructura del sistema de drenaje, cobertura vegetal, rugosidad de la superficie, geología, características de los suelos, configuración de los canales, hidrología y forma de los hidrogramas de creciente.

Magnitud de la Anomalía Climática

El Colegio de Ingenieros del Perú (1998) relaciona la ocurrencia de "huaicos" con las zonas de climas áridos y semiáridos a consecuencia de una precipitación inusitada. Carrillo-Gil (1989) describe un gran flujo de escombros en una cuenca en la cual el flujo promedio máximo anual era de 32 m^3/seg y se presentó un caudal superior a 500 m^3/seg.

De la misma forma, los flujos ocurridos en el estado de Vargas, en Venezuela, en 1999, corresponden a una precipitación excepcional en una zona climática semiárida.

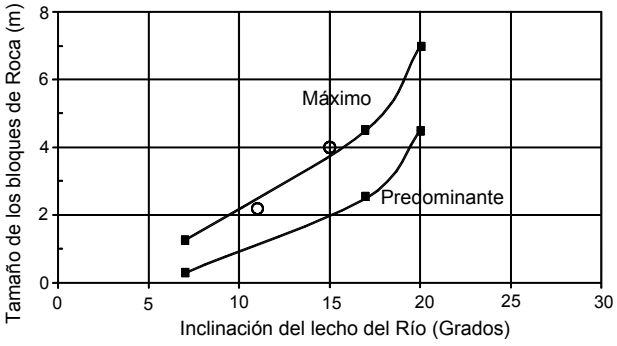


Figura 5.26 Relación entre la pendiente del cauce y el tamaño de los bloques de un flujo de residuos en Brasil. (Kanji y otros, 2002).

Aunque pueden ocurrir avalanchas de tierra en zonas de alta pluviosidad permanente, la probabilidad de ocurrencia es mayor en zonas normalmente secas donde el período de recurrencia de las grandes lluvias es mayor. Entre mayor sea la diferencia entre la lluvia máxima esperada y la lluvia promedio, la posibilidad de avalanchas es mayor.

Generalmente, la precipitación media es de una situación local dentro de un marco climático regional y las anomalías climáticas, obedecen a fenómenos globales que difieren del patrón general.

La magnitud de una anomalía tiende a ser mayor en las zonas donde la precipitación promedio es baja, debido a que las grandes lluvias excepcionales dependen muy poco de las características climáticas locales.

La intensidad de la lluvia excepcional generalmente es similar para grandes extensiones de terreno. Cuando ocurren lluvias muy por encima de los promedios y de las máximas (ocurridas en los últimos años) se presentan fenómenos de inestabilidad generalizada de las laderas, debido a que el perfil del talud no había estado sometido en forma regular a presiones de poros.

Los deslizamientos múltiples están relacionados con lluvias superiores del promedio, éstos con frecuencia, terminan en flujos (Figura 5.27).

Cuando ocurre un evento con intensidad diaria, horaria o semanal, superior a las ocurridas históricamente en los últimos 30 años, se está ante un problema de deslizamientos importantes, pero si esa lluvia es varias veces superior a la máxima histórica, se está ante la posibilidad de grandes avalanchas cuando existe susceptibilidad topográfica y geológica.

La magnitud de una anomalía se puede medir como la relación entre la precipitación de la anomalía y la lluvia promedio.

M_A = Lluvia en 24 horas del fenómeno activador / Promedio de máximos anuales para 24 horas.

Para que ocurra denudación general que conduzca a una avalancha, generalmente se requiere que M_A sea mayor de 2 y entre mayor sea M_A, la denudación es mayor.

En los ambientes tropicales, el régimen de lluvias típico presenta unos valores normales promedio con unas anomalías extraordinarias y es por esta razón, que las zonas tropicales son las más propensas a sufrir grandes avalanchas.

Las anomalías generalmente son atribuidas a los fenómenos del Niño y La Niña. Los Andes tropicales por su situación climática, topográfica y geológica es una de las zonas del mundo más propensas a la ocurrencia de avalanchas.

Intensidad de las Lluvias

Una gran cantidad de autores relacionan la activación de los flujos con un determinado valor de intensidad de lluvia durante un tiempo determinado, utilizando las expresiones que se indican en el capítulo 6. Para ello se requiere una duración y una determinada intensidad. Los flujos catastróficos generalmente, corresponden a períodos de lluvias de varios días y ocurren en el momento en que la lluvia posee gran intensidad después de un período de baja intensidad.

Para cada región o sitio específico, la relación lluvia – deslizamientos varía de la misma forma como varía la relación lluvia – flujo y es muy difícil extrapolar de una región a otra. La intensidad de la lluvia determina, hasta cierto grado, el requisito de que la infiltración sea mayor que la exfiltración y al mismo tiempo, proporciona el caudal de agua requerido para que la mezcla de agua-suelo se comporte como un flujo.

En China (Massad y otros, 1997) se estima que la intensidad de la lluvia en una hora, determina la posibilidad de activación de un flujo de residuos y en Japón (Suwa, 1989), se le da gran importancia a la lluvia en periodos cortos hasta de 10 minutos.

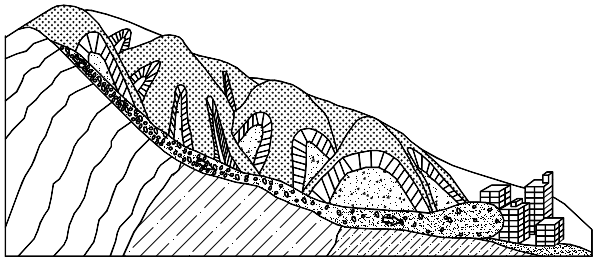


Figura 5.27 Avalancha por deslizamientos múltiples.

La ocurrencia de lluvias con intensidades superiores a 25 mm/hora en varios días consecutivos, es en ocasiones, la referencia para la mayoría de flujos; sin embargo, debe tenerse en cuenta cuál es el valor de los promedios de lluvia en el área analizada. En las áreas de baja pluviosidad promedio se requiere una cantidad de lluvia menor para generar avalanchas de tierra que en áreas de intensa pluviosidad promedio. Para ello es importante analizar las lluvias históricas. Aunque algunos autores han desarrollado procedimientos para determinar la lluvia crítica, éstas solo son aplicables al sitio para el cual fueron desarrolladas.

Magnitud de Lluvia Antecedente

El volumen de lluvia ocurrida en los días precedentes a la lluvia activadora de los flujos, es un factor determinante. Los eventos catastróficos en Hong Kong con grandes volúmenes de denudación, se relacionan con la lluvia acumulada en los 15 días anteriores. Para la ocurrencia de desastres en Hong Kong se requiere de una lluvia acumulada de más de 350 milímetros en los últimos 15 días y de una lluvia definitiva de más de 100 milímetros en 24 horas (Brand, 1982). Debe observarse que los suelos de Hong Kong son principalmente, suelos residuales de granito con perfiles profundos de meteorización y permeabilidad secundaria alta.

Porcentaje de Área Denudada

Los volúmenes y tipo de materiales que se producen, dependen de las características topográficas y geológicas, la meteorización, la morfología y la cobertura vegetal. El porcentaje de área denudada depende de la intensidad de la anomalía y de la susceptibilidad morfológica y geológica a los deslizamientos. En los casos de lluvias de 24 horas más de 10 veces por encima de los promedios, (M_A > 10) en zonas de alta pendiente, en suelos residuales fracturados permeables, los deslizamientos pueden cubrir más del 50% del área de una cuenca de alta pendiente y se pueden generar sedimentos de hasta 300.000 metros cúbicos por kilómetro cuadrado, en un solo evento.

Profundidad de denudación

La profundidad de denudación es tal vez el parámetro más fácil de predecir. La mayoría de los flujos históricos relatados en la literatura, corresponden a deslizamientos planares en pendientes entre 25 y 45 grados con profundidad de denudación entre 1 y 2.5 metros. En los suelos residuales con perfiles de meteorización superiores a 3 metros, la denudación

alcanza espesores promedio hasta de 2.5 metros y en perfiles de profundidad de meteorización menores a dos metros, la denudación generalmente alcanza el nivel de la roca. Con frecuencia, los flujos no obedecen a denudación generalizada, sino a un sólo deslizamiento muy profundo (Figura 5.28).

Intensidad de sedimentos aportados al flujo
Determinando la profundidad y el área denudada, se puede determinar una cantidad total probable de sedimentos, la cual debe incorporarse al flujo de la corriente durante un tiempo de avalancha, el cual generalmente, no es superior a una hora. Para la incorporación de los sedimentos al modelo matemático se debe tener en cuenta además, el agua de los poros. La porosidad en los materiales poco densos puede alcanzar valores de hasta el 70 % de vacíos llenos de agua. En los suelos residuales típicos, aproximadamente 40 % del volumen denudado, es agua y el 60 % son sólidos.

FLUJOS EN CAUCES DE AGUA

Cuando un deslizamiento de tierra de gran magnitud alcanza un cauce de agua o un canal de agua lluvias de alta pendiente, los materiales aportados por el deslizamiento pueden fluir por el cauce alcanzando velocidades significativas y avanzando distancias considerables. Algunos cauces de agua son muy susceptibles a formar flujos por erosión lateral y se suman varios deslizamientos a lo largo de la cuenca, como es el caso del Río Colorado (Figura 5.29). La magnitud de los flujos depende de la magnitud de los deslizamientos, las características de los materiales, la disponibilidad de agua y la morfología del canal de drenaje.

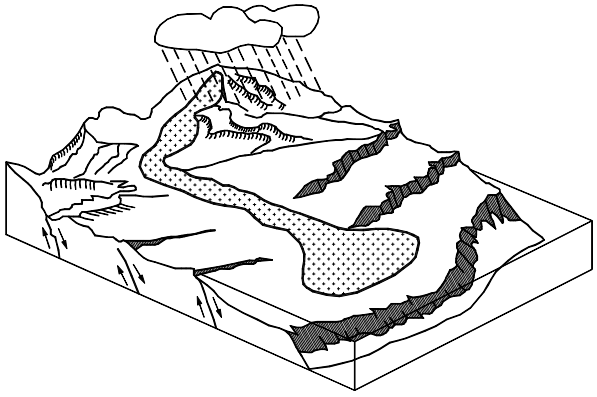


Figura 5.28 Esquema de una avalancha producida por un gran deslizamiento.

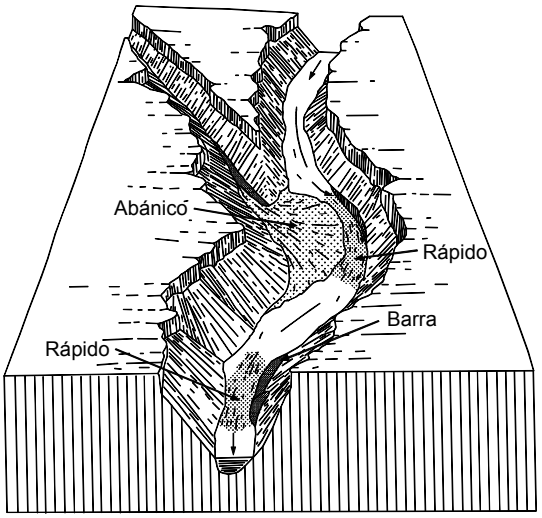


Figura 5.29 Formación de flujos en las cuencas tributarias del Río Colorado.

Al avanzar el flujo, producto del deslizamiento, su volumen va aumentando al arrastrar los materiales que encuentra a su pas o, generando un proceso de raspado o socavación del fondo y taludes del cauce. En el deslizamiento de Gamahara en Japón, un deslizamiento de 5000 metros cúbicos aumentó a 100.000 metros cúbicos en un trayecto de 2500 metros (Marui y otros, 1997).

Represamiento de Cauces de Agua

Cuando un canal de drenaje, cañada o río es represado por un deslizamiento de tierra, se produce una gran acumulación de agua, la cual al desbordarse, puede generar una avalancha de grandes proporciones.

Para el análisis debe tenerse en cuenta el volumen de agua represada y el volumen de sedimentos, así como los sedimentos y aguas obtenidos por el raspado a lo largo del canal.

En el caso de la Josefina al sureste del Ecuador en 1993, se produjó un deslizamiento de alrededor de 30 millones de metros cúbicos, formando una presa natural de longitud de un kilómetro con un ancho de 600 metros y una altura mínima de 95 metros. El embalse creado por el deslizamiento tardó 60 días en llenarse y al producirse en forma violenta el desagüe, se generó una avalancha.

Flujos por Caudales y Velocidades Extraordinarias en Cauces de Agua

Una lluvia intensa genera una superficie de agua de escorrentía que fluye a lo largo de la superficie de las laderas, con una altura h_o sobre una ladera de inclinación θ. Dependiendo del espesor de los materiales sueltos sobre la ladera o cauce, o de los suelos residuales, se genera una presión de poros a lo largo de una superficie potencial de movimiento. La presión de agua produce una disminución de la resistencia al cortante y al mismo tiempo una fuerza o presión paralela a la superficie del terreno.

De acuerdo con la relación entre las fuerzas que tratan de producir el desplazamiento del suelo y las fuerzas resistentes de cortante, el material suelto puede moverse bajo la acción de la escorrentía. La concentración de escorrentía también puede producir erosión intensa en el fondo de los canales, generándose hiperconcentración de sedimentos.

El aumento súbito de caudal produce un aumento acelerado de la socavación de los sedimentos en el fondo de una corriente o río y una hiper-concentración de sedimentos en el flujo de agua. La hiperconcentración puede ser de tal magnitud, que el flujo se pueda considerar como una avalancha.

FLUJOS POR EVENTOS SÍSMICOS

La ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud y poca profundidad de foco genera una gran cantidad de deslizamientos cosísmicos, los cuales pueden convertirse en avalanchas. La formación de avalanchas por eventos sísmicos depende de las características del sismo, de la susceptibilidad de las laderas a los deslizamientos de tierra y de la coincidencia o no con períodos de lluvias. Para la ocurrencia de grandes avalanchas generalmente, se requiere un sismo de magnitud superior a 6.0

En el sismo del río Páez, en 1994, en Colombia, de magnitud 6.4 se produjeron deslizamientos en un área de 250 km^2, en suelos residuales con rocas, predominantemente de cuarcitas y esquistos. Los mayores deslizamientos fueron deslizamientos traslacionales de espesor entre 1 y 2 metros en suelos residuales, saturados por una temporada de lluvias en pendientes de aproximadamente 30º; los deslizamientos de suelos finos se transformaron inmediatamente en flujos viscosos. Localmente, más del 50% de los taludes fueron denudados y los deslizamientos profundos fueron muy pocos. En la Figura 5.9 se muestran los rangos de gradación de los materiales de flujo. Los flujos viajaron aproximadamente 120 Km. pero la mayoría de los daños ocurrieron en los 35 Km. más altos. Se observó que la onda inicial constituyó el pico de la avalancha alcanzando alturas entre 10 y 40 metros sobre el nivel normal del río, con velocidades entre 8 y 12 metros por segundo.

DESLIZAMIENTOS PEQUEÑOS DE ALTA VELOCIDAD

Los deslizamientos pequeños en las zonas de alta pendiente, también pueden producir flujos rápidos. La capacidad de destrucción depende del tamaño del flujo, la tipología y la movilidad. Los flujos pequeños pueden tener gran movilidad y generar grandes riesgos a pesar de su tamaño. Un ejemplo de esta problemática es el deslizamiento de las colinas ocurrido en Santa Tecla, El Salvador, Centroamérica durante un sismo fuerte. Aproximadamente, hubo 500 muertos en un flujo rápido que cubrió las viviendas. Los principales factores de esta catástrofe fueron la pendiente extremadamente fuerte de los taludes y la saturación de los materiales volcánicos.

FLUJOS PIROCLÁSTICOS

Las erupciones explosivas magmáticas o freáticas de los volcanes causan flujos, a veces acompañados de flujos piroclásticos o explosiones laterales dirigidas. Las intrusiones magmáticas pueden deformar y fracturar las rocas que conforman el cono volcánico al empujar hacia arriba y hacia fuera, induciendo aumento de fuerzas cortantes y la disminución de la resistencia al corte de la masa (García, 1986).

Los volcanes son muy susceptibles a originar flujos de tierra debido a sus pendientes empinadas y la estructura de capas inclinadas en la dirección de la pendiente. Las rocas en los conos volcánicos son débiles por los diversos factores de alteración. Los flujos piroclásticos de los volcanes son por sí mismos avalanchas de tierra incandescente y al depositarse sobre las laderas de los volcanes, pueden generarse flujos adicionales activados por las lluvias. En el flujo del volcán Merapi en Indonesia (Chida y Hariyono, 1995) un flujo piroclástico sobre una pendiente de aproximadamente 35º, destruyó un área de 839 hectáreas y días después de la ocurrencia del flujo, las lluvias intensas generaron flujos de lodos y de residuos de gran magnitud.

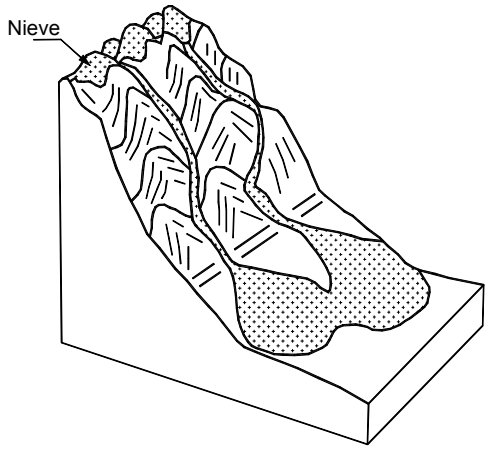


Figura 5.30 Esquema de avalanchas por deshielo de nevados.

DESHIELO DE NEVADOS

Los Lahares o flujos de residuos volcánicos son de los tipos de flujo más comunes. Los Lahares pueden ser iniciados por las lluvias torrenciales o por el deshielo de las capas de nieve o hielo (Figura 5.30). El deshielo de nevados por acción de erupciones volcánicas, puede generar avalanchas de gran magnitud como la ocurrida en Armero, Colombia, en 1985.

En la erupción del volcán Nevado del Ruiz se produjó una explosión, en la cual se dispersaron residuos piroclásticos en un radio de 50 Km. La erupción coincidió con un fuerte evento sísmico local de aproximadamente 15 minutos de duración.

El primer depósito fue observado como una lluvia sucia que formó una capa de lodo de 1 milímetro de espesor, la cual fue seguida de una capa de ceniza lítica gruesa bien gradada de 5 mm de espesor (García, 1986).

A las 21 horas se presentaron coladas piroclásticas, las cuales fueron seguidas por la formación de una columna eruptiva, que incluyó escoria y fragmentos de pómez esparcidos en todas las direcciones pero especialmente, hacia el NE. Dicha colada derritió con rapidez, grandes volúmenes de nieve superficial y hielo, también causó la rotura súbita de glaciares.

La caída de materiales piroclásticos duró por lo menos 75 minutos. La cubierta producida indujo el flujo rápido de agua y nieve ,en fusión, de las capas superficiales.

La mezcla resultante de agua y piroclastos, fue conducida hacia las quebradas formando flujos, los cuales erodaron a su vez, los depósitos no consolidados en el manto de roca meteorizada y se transformaron en flujos de lodo a pocos kilómetros de su fuente (García, 1986).

Vale la pena destacar que erupción relativamente pequeña con emisión de material piroclástico de 10^7 a 10^8 m^3 (Calvache y otros, 1985) produjo flujos de lodos catastróficos; esto puede explicarse por la eficiencia del proceso de transferencia de calor, durante la interacción piroclastos – hielo.

PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE FLUJOS

Para el análisis y modelamiento de una amenaza de avalanchas, se sugiere seguir el siguiente procedimiento (Figura 5.31):

Paso 1. Análisis de la Susceptibilidad

Analizar la susceptibilidad a los deslizamientos en las laderas de alta pendiente, con condiciones morfológicas para producir iniciación de flujos.

Para que ocurra una avalancha se deben cumplir tres condiciones a un mismo tiempo:

- *Susceptibilidad Geológica*: Deben existir los materiales susceptibles a desprenderse y moverse.

- *Susceptibilidad Topográfica*: Deben existir las condiciones de pendiente, ancho y propiedades del canal, que permitan la ocurrencia de una avalancha.

- *Posibilidad de un evento activador:* Deben existir las condiciones para que se pueda producir un evento activador de la avalancha, lluvias extraordinarias, deshielo, sismos, etc.

Si alguna de las tres condiciones anteriores no se cumple, no existe amenaza de avalanchas.

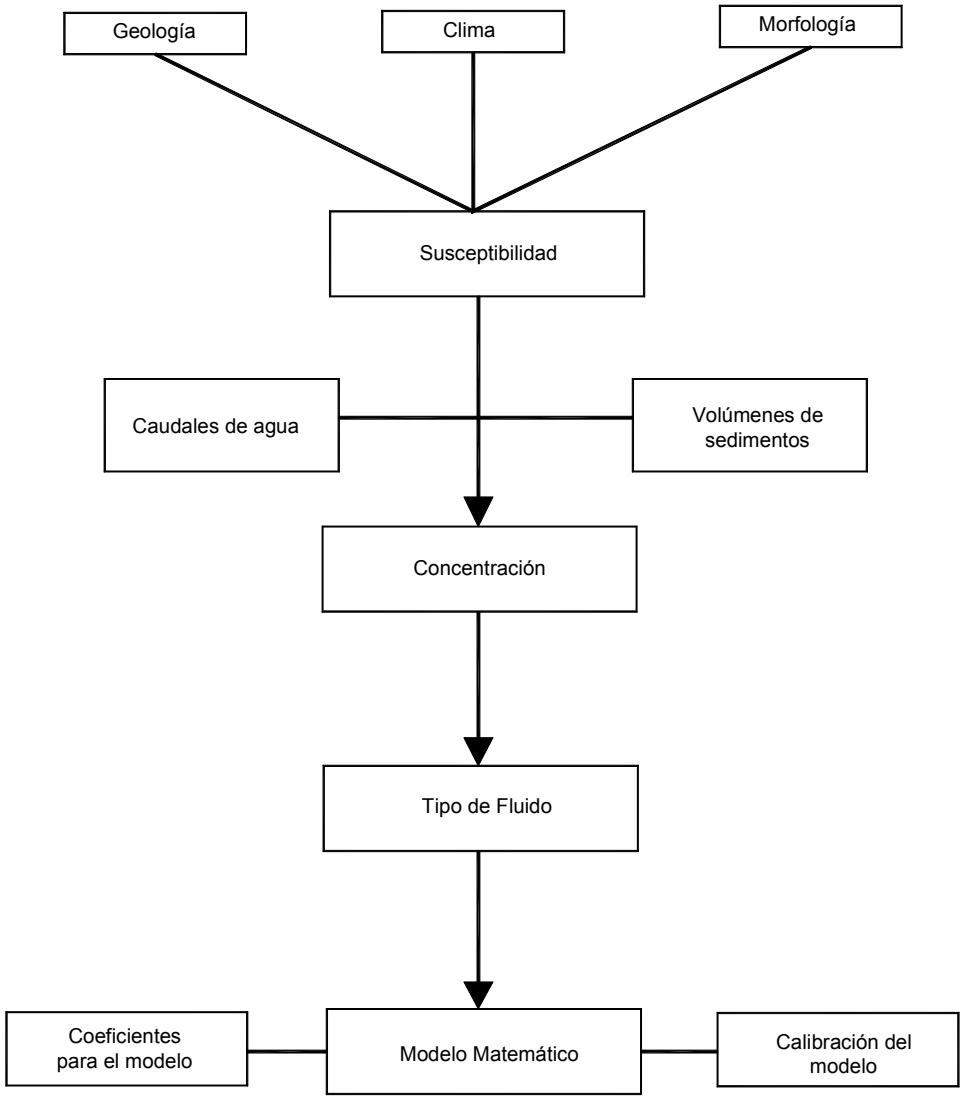


Figura 5.31 Diagrama para el análisis o modelación de flujos.

En el análisis de susceptibilidad se sugiere tener en cuenta las siguientes herramientas:

- Inventario de deslizamientos históricos.
- Modelos digitales de elevación. Mapeo del terreno y de los sitios susceptibles a deslizamientos utilizando un modelo de SIGs.
- Mapa de formaciones geológicas superficiales.
- Mapa de pendientes.
- Mapa de profundidades de suelo suelto o espesores de meteorización.
- Análisis de las precipitaciones.
- Análisis de amenazas sísmicas.
- Determinación de la magnitud de los posibles deslizamientos que puedan convertirse en flujos.

Paso 2. Análisis de las Características Denudación

Se requiere definir el porcentaje y profundidad de denudación de cada subcuenca en el momento de ocurrencia de la precipitación máxima, sismo, aumento de caudales de la corriente, etc.

El porcentaje de denudación depende de la magnitud de la anomalía, el uso del suelo, la pendiente del terreno y la susceptibilidad a los deslizamientos y/o a la erosión, la cual a su vez, depende de las características geológicas. La profundidad de denudación depende de la profundidad del perfil de meteorización y de la morfología del terreno. Se requiere una evaluación geológica y geotécnica detallada que permita determinar la cantidad y profundidad de los los deslizamientos que se presentarían en el momento de la ocurrencia de un evento lluvioso o sísmico anómalo. Para el caso de deslizamientos aislados importantes, se debe evaluar el volumen de cada deslizamiento y su localización dentro de la cuenca.

Paso 3. Estimación de las Rutas de Flujo más Probables

Con la morfología del terreno, se deben definir cuáles son los cauces que tomarían los sedimentos. El objetivo es obtener las bases topográficas para la inclusión de los modelos de SIGs.

Paso 4. Cálculo de los Caudales de Agua

Se deben definir los caudales de agua disponible, la forma y las características del probable hidrograma, (para la precipitación de máxima esperada), suponiendo solamente los aportes de agua sin tener en cuenta los sólidos. Este análisis requiere de información sobre la precipitación, la respuesta de las corrientes, el uso del suelo y la morfología de la cuenca.

Paso 5. Cálculo del Volumen de Sedimentos

Se debe calcular el volumen de los sedimentos que se incorporarían a la avalancha, el momento de la precipitación máxima, especificando los volúmenes de sedimentos finos y gruesos. Es importante definir la distribución del aporte de sedimentos con el tiempo. El hidrograma debe ajustarse para la inclusión de los sedimentos.

Paso 6. Cálculo de Caudales del Flujo.

Se deben calcular en cada sección o punto de control, incluyendo la suma de líquidos y sólidos. Para obtener los caudales se puede trabajar con un método hidrológico utilizando el valor de la lluvia equivalente, o se pueden sumar los caudales de líquidos y sedimentos en cada punto de control. El modelo puede adaptarse realizando cálculos de socavación, represamiento y/o depositación en determinados puntos de la corriente.

Paso 7. Cálculo de Concentración de Sedimentos

Se deben calcular los porcentajes de concentración de sedimentos en cada sección de la corriente, teniendo en cuenta los volúmenes de agua y el volumen de sedimentos. Debe observarse que en el volumen producido por los deslizamientos, un gran porcentaje está compuesto por agua.

*Vol sedimentos = Vol deslizado * (1 - Porosidad)*

Paso 8. Definición del Tipo de Fluido.

Fluido Bingham (Coulomb), Fluido Newtoniano (Manning) o Fluido dilatante. El tipo de fluido depende principalmente de la concentración y del tipo de sedimentos. El tipo de fluido determina cuál de los modelos matemáticos se debe utilizar para la modelación.

Paso 9. Selección del Software

La escogencia del programa de software y los parámetros para el análisis, deben tener en cuenta el tipo de fluido y las características esperadas de comportamiento.

Paso 10. Corrida del Programa

La modelación incluye:

- Predecir el comportamiento o las características del movimiento de los flujos, utilizando modelos del computador o programas de Software (debidamente calibrados) con eventos ocurridos en la misma región, en cuencas, con condiciones morfológicas y geotécnicas similares.

- Análisis de los flujos. Cálculo de velocidades, profundidad de flujo y distancia del recorrido, entre otros elementos.

- Simular varios escenarios de magnitud o intensidad de los deslizamientos con base en los posibles eventos climáticos o sísmicos. Identificar las distancias máximas del

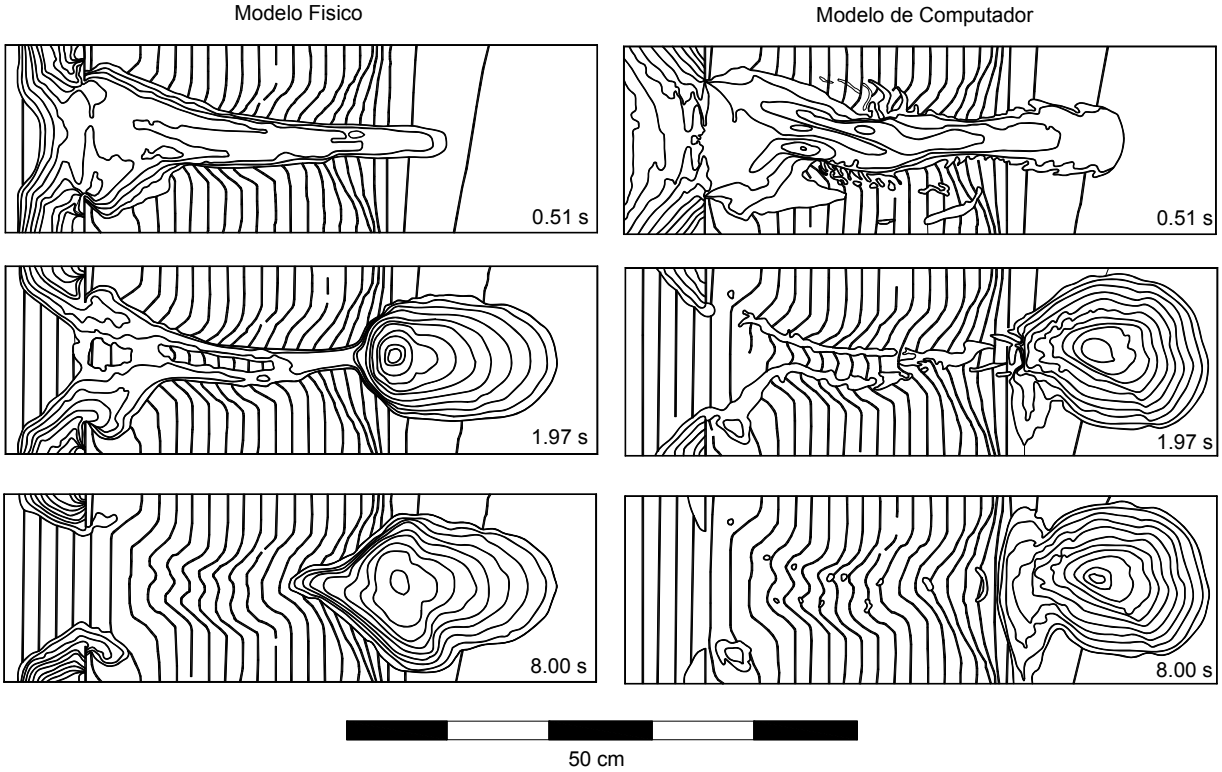


Figura 5.32 Comparación de un experimento de flujo modelado en el laboratorio y uno modelado con el programa FLATmodel.(Medina y otros, 2007).

recorrido, los volúmenes, las velocidades y la distribución de los depósitos de estos flujos, etc.

Paso 11. Calibración del Modelo

El modelo se calibra utilizando la información de avalanchas o flujos anteriores. Si la calibración no es consistente, se requiere repetir el proceso para determinar las imprecisiones y corregirlas. Es posible que se requiera corregir el modelo o correrlo de nuevo por inconsistencias con la realidad geomorfológica del terreno. El modelamiento solamente es una herramienta cuyos resultados dependen, en gran parte, de los criterios utilizados para determinar los parámetros o datos para correr los programas matemáticos.

PROGRAMAS DE SOFTWARE

La modelación de los flujos utilizando programas de computador se ha convertido en el método de análisis mas frecuente para los flujos y avalanchas. Los modelos se basan en la mecánica del medio continuo y generalmente se encuentran asociados a un determinado modelo reológico de acuerdo con las características de los materiales y el comportamiento esperado del flujo.

Se han desarrollado varios programas de software para la modelación de flujos entre los cuales se encuentran los siguientes:

DAMBRK. Este programa permite la simulación numérica para predecir el comportamiento de la onda producto de la rotura de una presa en un cauce de agua. Del mismo modo, con un hidrograma dado, el programa modela la evolución de la onda de inundación hacia abajo. El régimen de flujo varía entre subcrítico y supercrítico tanto en el espacio como en el tiempo.

El modelo de software puede trabajar con propiedades de fluidos Newtonianos o no-Newtonianos como los flujos de residuos. La ecuación básica es la de Saint-Venant 1-D conjuntamente con ecuaciones específicas para tener en cuenta los elementos hidráulicos a lo largo de la corriente.

Los parámetros reológicos de la viscosidad dinámica y la resistencia entran en la definición de los términos que relacionan las ecuaciones de momentum y de pérdida de energía debidas al flujo no-Newtoniano.

El DAMBRK utiliza las relaciones empíricas de Bingham para evaluar este término. La fuerza resistente (τ) es una función de la profundidad de flujo (y), la velocidad (v), la constante de resistencia límite (τ_0) y la viscosidad Bingham (μ_B)

$$\tau = \tau_0 + \mu_B \frac{\partial v}{\partial y}$$

De acuerdo con la información en la literatura técnica, los valores de μ_B y τ_0 presentan un rango muy amplio (Bertolo y Bottino, 2008).

DAN-W. El programa DAN-W (Hungr 1995) es relativamente más sencillo que otros programas. Los fluidos se deforman continuamente y exhiben su comportamiento, dependiendo de la densidad, viscosidad y el esfuerzo cortante aplicado.

Por ejemplo, los fluidos no-Newtonianos, necesitan un esfuerzo cortante inicial para la iniciación del movimiento, el cual es más viscoso, comparado con el *agua limpia*.

En el caso de las mezclas bifásicas, con un cierto grado de concentración de sedimentos, su comportamiento y análisis es mucho más complejo; sin embargo, para fines de modelamiento se aproxima la mezcla como un fluido de densidad aparente con propiedades reológicas, correspondiente a la matriz fina de la mezcla.

La caracterización del material del fluido tiene como objeto conocer la similitud de las características reológicas del material, con un fluido aparente que presenta propiedades de densidad, viscosidad y concentración de sedimentos.

La masa deslizada se representa por un número de bloques continuos en contacto entre síellos, libres de deformación en la parte superior y con volúmenes finitos de material. Este modelo es basado en las ecuaciones de movimiento. La solución es explícita y está dada en intervalos de tiempo.

Con la integración de la segunda ley de Newton se puede obtener la velocidad media y la altura H_i correspondiente a cada intervalo. La fuerza de resistencia del flujo (T) depende de la reología de los materiales y de los diferentes parámetros de flujo. El programa supone que los esfuerzos cortantes dependen linealmente del tirante normal. Una ecuación determina el perfil de la distribución velocidad-tirante y una ecuación para encontrar el valor de T.

FLO-2D. El modelo FLO-2D simula flujo de fluidos no-Newtonianos y permite simular flujos en topografías complejas, tales como áreas urbanizadas. El modelo considera el fluido homogéneo pero de concentración variable. Para definir los parámetros reológicos en un flujo de residuos, el programa requiere del coeficiente y los exponentes de las siguientes relaciones:

$$\mu = \alpha e^{\beta C_v} \qquad \tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$$

Donde:

Cv es la concentración en volumen de la mezcla.

Para que los resultados sean precisos, se requiere un modelo digital de elevación de alta resolución. Este programa permite soluciones más precisas que otros programas. Los resultados más significativos son la altura y la velocidad alcanzada por el flujo en cada una de las celdas, a través de toda la simulación.

FLATMODEL. Es una aproximación en dos dimensiones de flujo de agua de bajo tirante con correcciones y modificaciones para simular el flujo de residuos (Figura 5.32). Utiliza el método de volúmenes finitos con una implementación numérica del esquema de Godunov. Adicionalmente, se aplican diferentes leyes de resistencia incluyendo los códigos de Bingham, Herschel, Bulkley y Voellmy.

TITAN 2D. Es un modelo de capa delgada que se ha utilizado para la modelación de avalanchas y flujos piroplásticos. Este modelo tiene la ventaja que se elaboró específicamente, para los flujos de residuos y no para los flujos de agua como otros modelos. Se basa en las leyes geofísicas y no en las leyes hidráulicas.

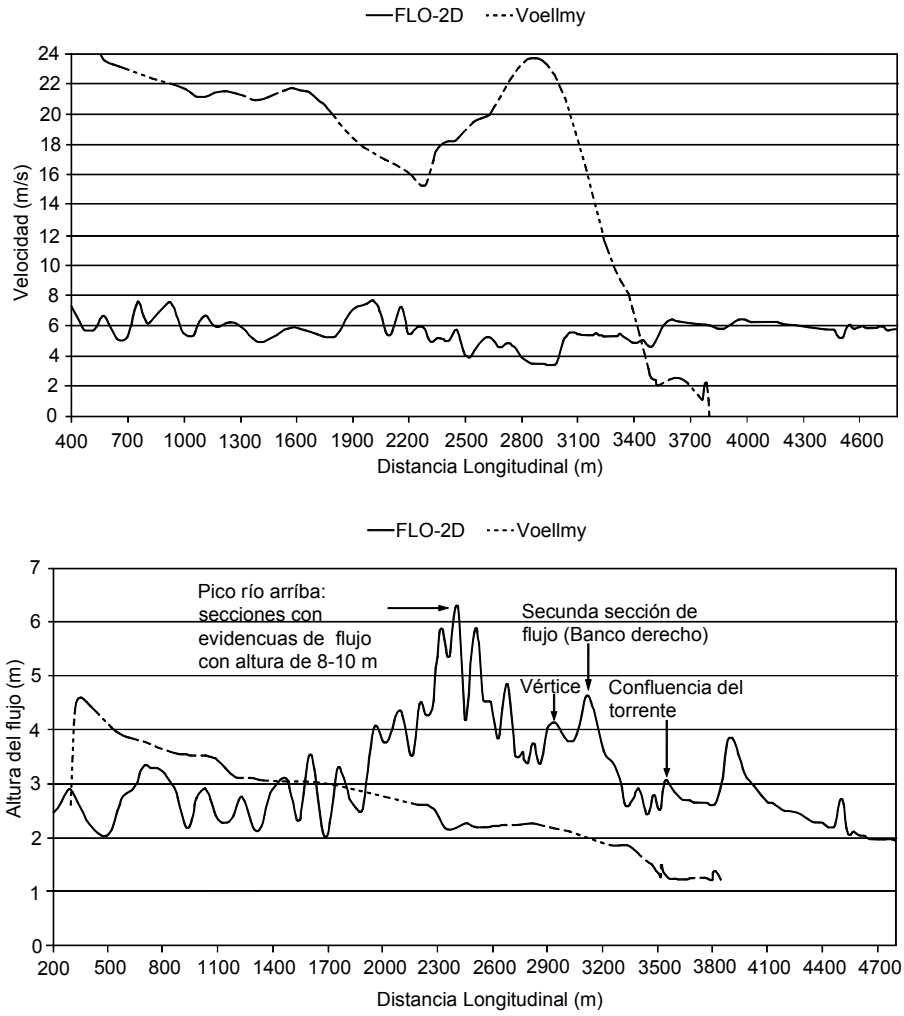


Figura 5.33 Comparación de velocidades y profundidades de flujo de la corrida de un modelo utilizando DAN y FLO-2D (Bertolo y Bottino, 2008).

El programa requiere que le definan una gran cantidad de parámetros, incluyendo topografía 3D, volúmenes, fracción sólida, ángulo de fricción y fricción en el fondo del canal, entre otros.

LAHAR Z. Este programa se basa en la descripción constitutiva de Coulomb de un material seco – granular y un modelo fluido de dos fases.

DBF 1D. Es un modelo de flujo de residuos unidimensional en dos fases, que predice velocidades, tirantes, distancias recorridas y fuerzas de impacto. El modelo DBF 1D fue desarrollado por SFL y WSL de Suiza.

FLDWAY. El modelo de tránsito de avenidas y flujos hiperconcentrados FLDWAY, ha sido desarrollado, por la National Weather Service (NWS). Este reemplaza los modelos NWS DAMBR y DWOPER, permite la utilización de sus capacidades combinadas con nuevas características hidráulicas. FLDWAY está basado en la solución implícita de diferencias finitas de las ecuaciones completas unidimensionales de Saint-Venant de flujo no-permanente.

El flujo analizado por el modelo puede variar de Newtionanos (agua) a no-Newtonianos (lodo/detritos), variaciones de subcrítico a supercrítico o viceversa y de flujo de superficie libre a flujo presurizado.

Las características de modelamiento incluye el análisis de brecha, los desbordamientos de diques, los flujos controlados de compuerta, los flujos de vertederos y puentes, con múltiples técnicas de tránsito especificado por el usuario (esquemas dinámicos implícitos/explícitos, difusión, piscina nivelada) a través de sistemas de ríos.

El modelo trabaja en versión DOS pero actualmente, tiene una interfase de guía con el usuario llamado FLDAT. Esto facilita el ingreso de datos y la creación del archivo de entrada.

CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS

Los resultados de los modelos varían de uno a otro, en forma significativa. La principal razón es que la mayoría de los parámetros son supuestos en forma heurística.

Se requiere que el modelo a utilizar, sea calibrado con base en la información de antiguos flujos ocurridos en la misma región, para poder obtener predicciones confiables de intensidad, de los parámetros tales como velocidad de flujo y profundidad.

En la Figura 5.33 se observa que los valores de velocidad y profundidad de flujo son muy diferentes con el modelo DAN-W y con el modelo FLO-2D. Uno de los elementos más importantes es la calibración de los modelos.

No se debe utilizar un modelo que no haya sido calibrado previamente, con un flujo anterior, en la región donde se va a utilizar la herramienta de predicción.

Una alternativa es el uso de diferentes modelos reológicos para evaluar las siguientes características del mismo flujo de residuos, teniendo en cuenta que ningún modelo representa la completa complejidad de los eventos que se pueden producir.

En todos los casos, aunque los modelos no representan la realidad, su uso es una herramienta muy útil para la toma de decisiones. En el futuro se van a desarrollar nuevos modelos, los cuales van a mejorar el estado actual del conocimiento sobre la dinámica de los flujos.

REFERENCIAS CAPÍTULO 5

Bateman, A., Medina, M, Steiner, F, Velasco, D. (2006). "Estudio Experimental sobre flujos granulares hiper-concentrados".XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ciudad Guayana, Venezuela.pp. 1-10

Bertolo, P., Bottino, G.(2008)."Debris-flow event in the Frangerello Stream-Susa Valley (Italy)—calibration of numerical models for the back analysis of the 16 October, 2000 rainstorm". Landslides 5: pp. 19–30.

Bovis, M.J., y Jakob, M. (1999). The role of debris supply conditions on predicting debris flow activity. Earth Surface Processes and Landforms, 24: 1039–1054.

Calvache M.L., Carracedo J.C., Cendrero A., Cepeda H., Fuster J.M., Janda D., Naranjo J.L., Pierson T., Thouret J.C. (1985), "Preliminary Analysis of the 13 November 1985 Eruption of Nevado Del Ruiz, Colombia", Grupo de Geología, Comité de Estudios Volcánológicos, Manizales.

Carrillo-Gil A. (1989) "Flujo de escombros en la cuenca del Rio Rimac- Perú" I Simposio Suramericano de deslizamientos Paipa – Colombia pp. 472-482.

Chida H., Hariyono I.R., (1995) "Mt. Merapi Pyroclastic Flow and Lahar Disaster, Indonesia". Landslide News No.9 p. 33-34

Chien N., Wan Z. (1.999) "Mechanics of Sediment Transport". ASCE Reston Virginia p.913.

Colegio de ingenieros del Perú, (1998) "Informe del fenómeno del niño 1997-1998". Lima pp.110.

Collins B., Znidarcic D. (1997). "Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flows". Second Panamerican symposium on Landslides. Río de Janeiro. pp. 277-286.

Cruz, P. T., Massad, F. (1997) "Debris-flows: Na Attempt to Define Design Parameters". Int. Symp. Recent Develop. InSoil and Pavem. Mech., COPPE/UFRJ, R. Janeiro, Balkema. pp. 409-414.

De Campos T. M. P., Andrade M.H.N., Vargas E. A.. (1991) Unsaturated colluvium over rock slide in a forested site in Rio de Janeiro. 6th international symposium on Landslides, Christchuch pp. 1357-1364.

García M. (1986) "Eventos Catastróficos del 13 de Noviembre de 1985". Conferencia Gustavo Maldonado. IV Jornadas Geotécnicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros Bogotá p. 2-82

Guadagno FM, Revellino P (2005) Debris avalanches and debris flows of the Campania Region (Southern Italy). In: Jakob, Hungr O (Eds) Debris-flow hazards and related phenomena. Springer, Berlin Heidelberg New York (editorial)

Hungr O (1995) A model for the runout analysis of rapid flow slide, debris flow and avalanches. Can Geotech J 32:610–623.

Hungr, O., Evans, S.G., Bovis, M.J., Hutchinson, J.N., 2001. A review of the classification of landslides of the flow type.

Iverson, R.M. (1997)."The physics of debris flows". Reviews of Geophysics, 35, 3. pp. 245–296.

Jackson, L.E. (1987). Debris flow hazard in the Canadian Rocky Mountains. Geological Survey of Canada, Paper 86-11.

Jakob, M., y Bovis, M.J. (1996). Morphometrical and geotechnical controls of debris flow activity, southern Coast Mountains, British Columbia, Canada. Zeitschrift für Geomorphologie Neue Folge, Supplementband, 104: 13–26.

Johnson A.M., Rodine J.R. (1984) "Debris Flow" Slope Instability Edited by D. Brunsden and D. B. Prior, Jhon Wiley & Sons Ltd. p 257-361.

Kanji M. A., Massad F., Araújo Filho H. A (1997). "Basic and Common Characteristics of Debris Flows". 2nd Panamer. Symp. Landslides and 2o Congreso. Brasil. Estab. Encostas, ABMS/ABGE, R. Janeiro. pp. 223-231.

Kanji, M. A., Cruz, P. T., Massad, F., Araújo Filho, H. A. (2001). Environmental Effects of Debris Flows and their Protection.

Kanji, M. A., Cruz, P. T., Massad, F (2002). "Debris Flows in areas of residual soils: ocurrence and characteristics". Sao paulo.

Legros, F., (2001). The mobility of long runout landslides. Engineering Geology 63 (3–4), 301– 331.

Martínez J.M., Avila G., Agudelo A., Schuster R.L., Casadevall T.J., Scott K.M. (1995) "Landslides and Debris Flows Triggered by the 6 June 1994 Paez Earthquake, Southwestern Colombia". Landslide News No.9. pp 13-15.

Marui H. Watanabe N. Sato O, Fukuoka H., (1997) "Gamahara torrent debris flow on 6 December 1996, Japan". Landslide News No. 10, p.4-6

Massad F., Cruz P.T., Kanji M.A., Araújo Fo H.A. (1997) "Comparison between estimated and measured debris flow discharges and volume of sediments" "Segundo Simposio Panamericano de deslizamientos, Rio de Janeiro, p 213-222. Measures. Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng., Istambul, Balkema. pp. 1913-1916.

Medina V., Hürlimann M.,l . Bateman A. (2007) "Application of FLATModel, a 2D finite volume code, to debris flows in the northeastern part of the Iberian Peninsula" Landslides DOI 10.1007/s10346-007-0102-3.

Moscariello A, Marchi L, Maraga F, Mortara G (2002) Alluvial fans in the Alps.

O'Brian, J. 2000. FLO-2D user manual, version (2000.01). Nutrioso, Ariz.

PNUD-Office for the Coordination of Humanitarian Affairs (2000) "Efectos de las lluvias caídas en Venezuela en Diciembre de 1999" CDB Publicaciones. Caracas 224 p.

Schuster R.L., (1996) "The 25 most catastrophic landslides of the 20th century". Proceeedings of the eight international conference and field trip on landslides. Granada, España. P.53-62. Sedimentary facies and processes. Spec Publs Int Ass Sediment 32:141–66

Sitar N (1994) "Initiation of Rainfall-induced Debris Flows" .I Simposio panamericano de Deslizamientos de Tierra Guayaquil, Ecuador p. 23-35.

Suwa H. (1989) "Field observation of debris flow" Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation, Kyoto, p.p. 343-352.

Takahashi T. (1991). "Debris flow". International Association for Hydraulic Research. AA. Balkema. Rotterdam 165p.

Wan, Xingkui, Ning Chien. (1989) "Turbulence Characteristics of Sediment-laden Flow". J. Hydraulic Engineering, ASCE pp.781-800.

Williams, R. (2006)." Modeling Lahars using titan2D for the southern drainage of volcan Cotopaxi: impact on the city of Latacunga".Thesis graduate school of the State University of New York at Buffalo. Pp. 1 - 75

Xu, Daoming, Qinghua Feng. (1979) "Table of roughnesss of debris flow channel". Abstract of papers of first National symposium on Debris flow, 1979, p. 51-52 (en Chino).

Yellow River soil water Conservation planning Office, River water conservation committee. (1977) "Analysis of sediment Entering the Yellow River Basin", China p.23.

Zhang, Shucheng, Juanmo Yuan (1980), "Impact of Debris Flow and Its Measurement". Proc. of Debris Flow, Chegdu Institute of Geography Institute, Academia Sinica, pp. 187-192 (en Chino).

Zhang, S. (1993). "A comprehensive approach to the observation and prevention of debris flows in China. Natural Hazards", 7: 1–23.

Capítulo 6

Efecto del Agua

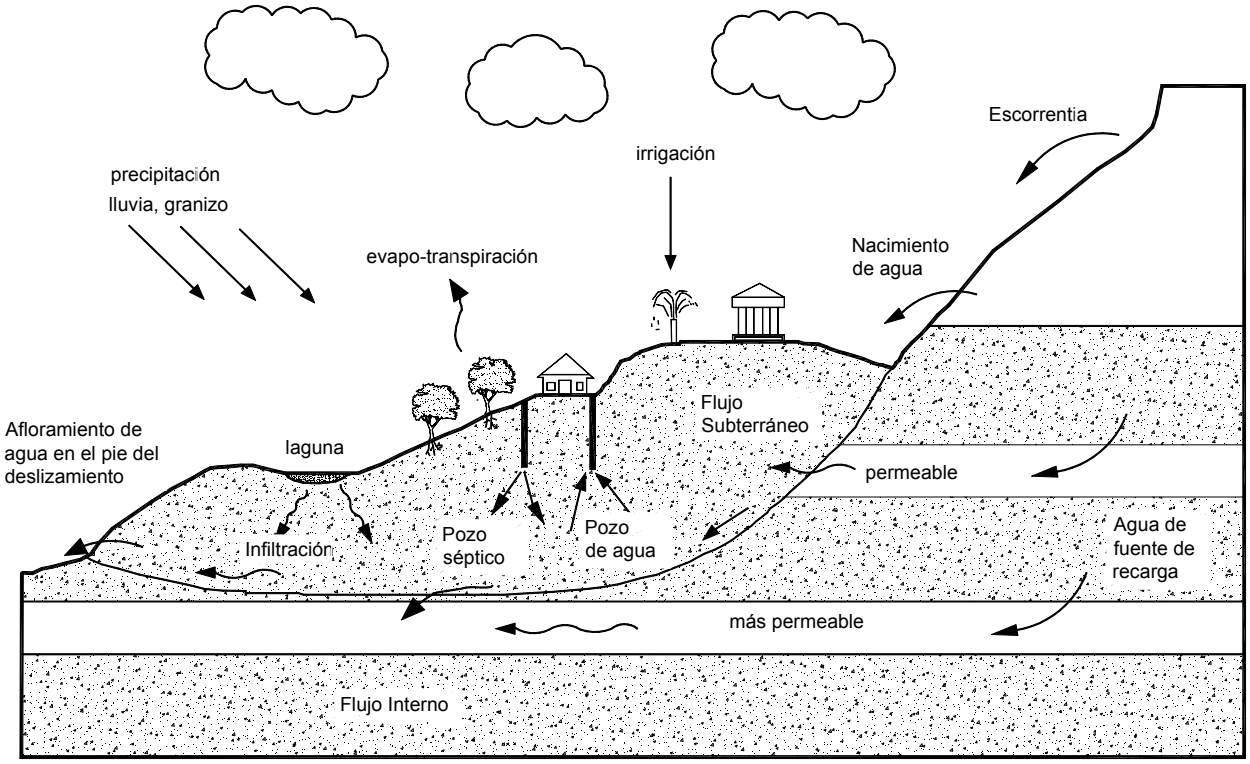


Figura 6.1 Fuentes y ciclo del agua subterránea en un talud.

El agua es el factor que más comúnmente es asociada con las fallas de los taludes, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante períodos lluviosos; de igual forma el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de los deslizamientos.

La interpretación más frecuente del efecto del agua es que las lluvias por infiltración, saturan el talud y la presión de poros, induce a una disminución de la resistencia al cortante, la cual a su vez, puede activar un deslizamiento (Figura 6.1). Sin embargo, el proceso no es siempre tan simple y la activación de un deslizamiento por acción del agua, es un fenómeno complejo con una gran cantidad de variables.

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo con el método que se utilice para el cálculo y la metodología de manejo de la información; por lo tanto, se debe tener un criterio muy claro de los fenómenos para interpretar la información hidrológica.

EFECTOS DEL AGUA SOBRE EL SUELO

La relación del efecto del agua sobre la presencia de deslizamientos ha sido estudiada por una gran cantidad de investigadores. Existen evidencias muy claras de la relación directa entre las lluvias y la ocurrencia de deslizamientos de tierra. Adicional a las infiltraciones de agua lluvia pueden existir otras fuentes de agua como son los cuerpos de agua (canales, cañadas o lagunas) arriba del talud, en los cuales puede ocurrir infiltración localizada.

Los cambios en el sistema hidrológico del talud pueden afectar el comportamiento del mismo. Si el régimen de agua del suelo es alterado drásticamente por irrigación, remoción de la vegetación o inundación parcial, se puede producir la inestabilidad de los taludes (Richards, 1985). Entre los factores que afectan el comportamiento de los taludes (relacionados con la presencia del agua) se encuentran los siguientes:

Lubricación

El efecto de lubricación ocurre principalmente a lo largo de fracturas o planos de estratificación en rocas o suelos estratificados (Wu, 2003). La lubricación reduce la resistencia y especialmente la fricción a lo largo de las discontinuidades. En los suelos arcillosos la lubricación se debe a que la presencia del agua produce una repulsión o separación entre las partículas (Figura 6.2). La atracción depende de las fuerzas de Van-der-Walls y la repulsión varía de baja (B) a alta (A) dependiendo de los iones que han sido absorbidos y de la concentración de electrolitos en el agua.

El efecto de lubricación puede ser magnificado por la presencia de las presiones de poros. La lubricación es muy importante en los suelos sub-superficiales y tiene menor importancia en la parte interna de la masa de suelo, donde la presión de poros es el efecto fundamental.

Ablandamiento

El ablandamiento o debilitamiento se manifiesta principalmente en las propiedades físicas de los materiales de relleno en fracturas y planos de falla en rocas. El material de relleno puede tener un efecto de debilitamiento debido al aumento de contenido de agua.

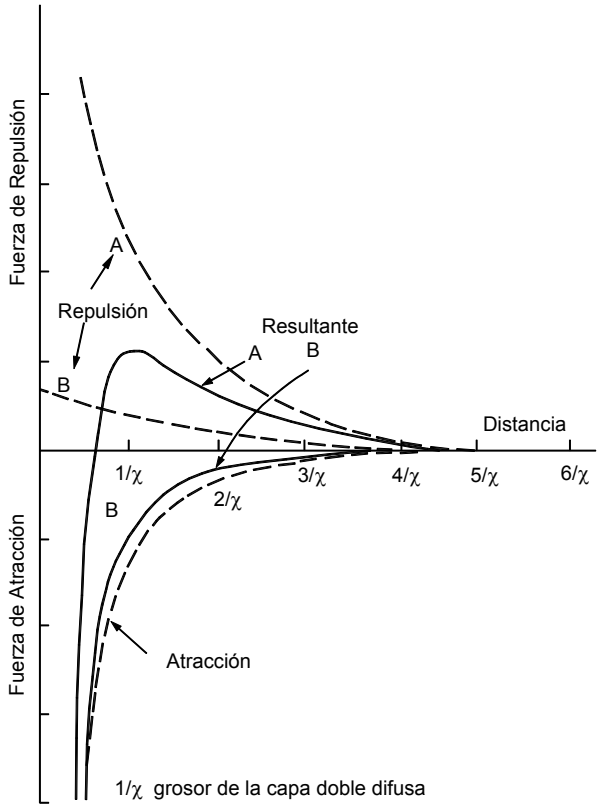


Figura 6.2 Diagrama de fuerza contra distancia. La presencia del agua produce una repulsión o separación entre las partículas, en los suelos arcillosos. Al separarse las partículas, se disminuye la resistencia al cortante.

Por ejemplo, el suelo de relleno de las discontinuidades puede cambiar del estado sólido al plástico y aún, al estado líquido. El ablandamiento reduce la resistencia al cortante y especialmente la cohesión.

Presiones de Poros

La presión de poros es la presión interna del agua de saturación. El agua subterránea (o agua freática) ejerce presiones de poros sobre las partículas de suelo, disminuye la presión efectiva y la resistencia al cortante. La presión de poros dentro del suelo, depende de la localización de los niveles freáticos, de las presiones internas de los acuíferos y de las características geológicas del sitio. La presión de poros es mayor hacia adentro del talud y menor cerca de la superficie (Figura 6.3). Si existen mantos permeables, éstos facilitan el drenaje y se puede disminuir la presión de poros.

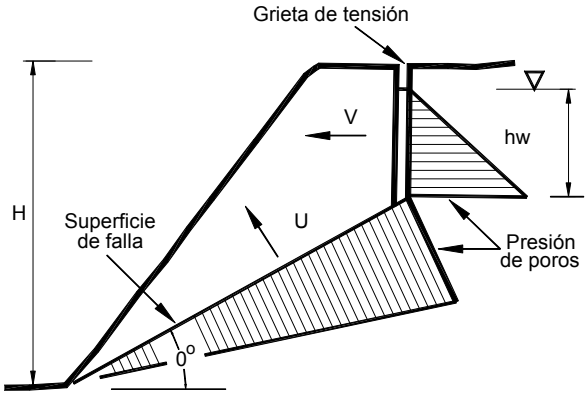


Figura 6.3 Presión de poros sobre una superficie de falla potencial.

La presión de poros cambia de acuerdo con las variaciones del régimen de aguas subterráneas. Los incrementos de presión pueden ocurrir rápidamente en el momento de una lluvia, (dependiendo de la intensidad de la lluvia) de la rata de infiltración del área tributaria, etc.

El valor de las presiones de poros se mide utilizando piezómetros. Si no hay flujo de agua, la presión es hidrostática y la medida del piezómetro coincide con el nivel freático pero si existe flujo, las presiones no son hidrostáticas. En este último caso, la presión de poros en cualquier punto dentro de la masa de suelo, puede analizarse por medio de las redes de flujo, las cuales comprenden las líneas de flujo y las líneas de igual presión de poros.

Para el análisis de presiones de poros sobre una superficie de falla, se deben tener en cuenta sus condiciones de drenaje. Cuando existe drenaje, la presión de poros disminuye hacia la superficie del talud pero cuando el drenaje es deficiente, se puede presentar un aumento importante de la presión de poros en el pie del talud (Figura 6.4). Debe tenerse en cuenta el efecto que las discontinuidades tienen en los niveles piezométricos determinados por las líneas equipotenciales. Las discontinuidades generan diferencias de conductividad hidráulica (permeabilidad), las cuales controlan el sistema de presiones dentro del talud.

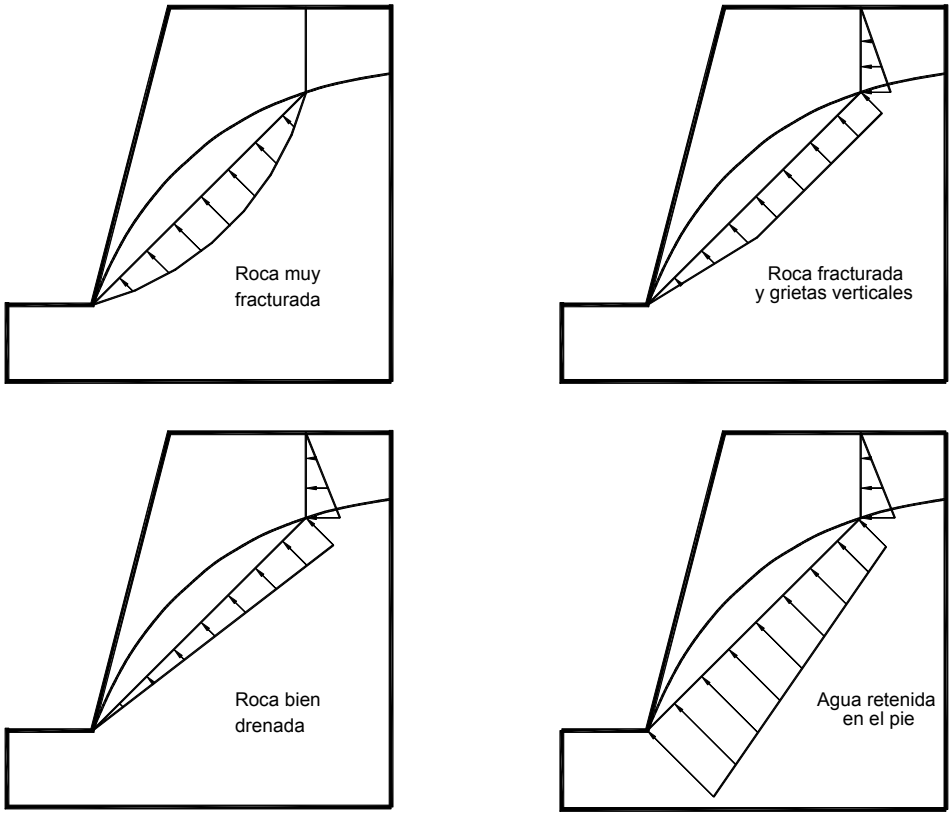


Figura 6.4 Presiones de poros sobre una superficie de falla potencial para diferentes condiciones de drenaje (Lembo Fazio y Ribacchi 1990).

Cuando los suelos residuales o rocas meteorizadas conservan estructuras heredadas con orientación adversa, con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizada, elevando el nivel piezométrico. La presencia de fracturas permite además, la ocurrencia de presiones muy altas con muy poca infiltración de agua.

Tensiones Capilares

Las tensiones negativas o de capilaridad en la zona no saturada del perfil del suelo, se manifiestan en un aumento de la resistencia por adherencia de las partículas del suelo.

El agua en el suelo no-saturado es agua adherida más que agua gravitacional. Esta adherencia aumenta los esfuerzos efectivos. Las tensiones capilares se asimilan a un fenómeno de succión del agua interna (Figura 6.5). Al saturarse un suelo, se disminuyen las tensiones capilares o presiones negativas, y en consecuencia, se disminuye la resistencia del suelo.

La resistencia de un suelo puede variar de un máximo al final de la época seca, cuando las tensiones capilares son mayores, a un mínimo durante la época de lluvia, cuando las tensiones capilares disminuyen al saturarse el suelo; y es después de los eventos de lluvia que ocurren comúnmente los deslizamientos, cuando las tensiones capilares disminuyen o desaparecen.

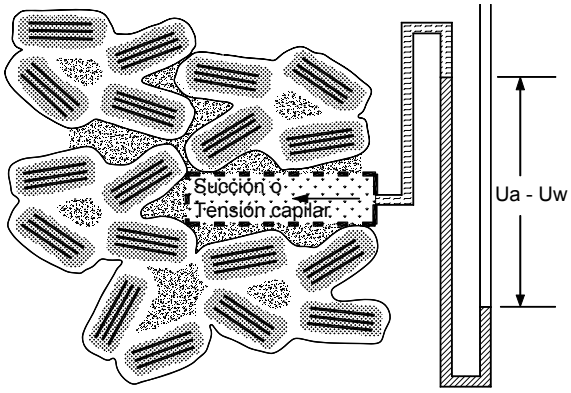


Figura 6.5 Cuando el suelo se encuentra parcialmente saturado se produce una succión en el agua, la cual aumenta los esfuerzos efectivos entre las partículas.

Subpresiones

El agua subterránea confinada actúa como subpresión sobre las capas impermeables, disminuyendo la resistencia al corte y ejerciendo presiones hidrostáticas sobre los contactos de cambio de permeabilidad. Estos esfuerzos de levantamiento, pueden inducir a deformaciones o rotura de los materiales y las presiones de poros disminuyen la resistencia de los suelos.

Fatiga por Fluctuaciones del Nivel Freático

Es común que las fallas de los taludes ocurran durante los períodos de lluvias fuertes. El mecanismo puede ser el ascenso de la línea piezométrica o la inestabilización de la capa superior del suelo por el flujo de agua paralelo al talud; sin embargo, algunos deslizamientos ocurren en episodios de lluvias de menor intensidad que episodios previos. Este fenómeno es explicado por Lacerda y Santos (2000), como un caso de fatiga del suelo, debido a las presiones de poros cíclicas. La hipótesis de la fatiga de los suelos por cambios cíclicos de presión a lo largo de los años, fue explicada por Lacerda (1989), como un descenso de la envolvente de falla o disminución en el intercepto cohesión. El modo de falla (en este caso) no es el de un aumento del esfuerzo desviador, sino de una disminución del esfuerzo efectivo, debido a un aumento de la presión de poros. Este fenómeno de fatiga fue comprobado por Santos y otros (1997), en ensayos triaxiales drenados. Este fenómeno puede clasificarse como un fenómeno de deterioro de las propiedades del suelo por el ascenso y descenso de los niveles freáticos y es muy común en los taludes de las orillas de los ríos.

Lavado de Cementantes

El flujo de agua puede disolver los cementantes naturales que pudieran existir, especialmente si hay carbonatos de calcio solubles. El agua subterránea puede sacar del talud, los cementantes solubles y así debilitar los vínculos granulares y en consecuencia decrece, la cohesión y el coeficiente de fricción interna. Este proceso generalmente es progresivo. Los suelos residuales poseen una gran susceptibilidad a lavado de finos, lo cual hace que las propiedades mecánicas de las zonas afectadas por las corrientes estacionales de agua, cambien rápidamente, por lavado de los cementantes o los compuestos químicos que unen las partículas.

Aumento de Densidad

La presencia de humedad aumenta la densidad o peso de los materiales del suelo. Al aumentar el peso, se aumentan los esfuerzos de cortante y se disminuye el factor de seguridad de los deslizamientos.

Fuerzas Hidráulicas Internas

El movimiento de las corrientes de agua subterránea ejerce presión hidrodinámica sobre el suelo en la dirección del flujo. Utilizando el método del gradiente hidráulico, se puede determinar la fuerza de la corriente en la red de flujo. Esta fuerza actúa como un elemento desestabilizante sobre la masa del suelo y puede disminuir en forma apreciable, el factor de seguridad del talud. La fuerza hidrodinámica puede además, ocasionar el movimiento de las partículas y la destrucción de la masa de suelo ("tubificación").

Colapso

Los suelos colapsibles son materiales muy sensitivos a los cambios de humedad y al aumentar su contenido en la microestructura se colapsa y su volumen disminuye (Figura 6.6). Los suelos colapsibles son comúnmente depósitos de flujos de residuos, suelos aluviales depositados muy rápidamente y suelos eólicos (Loess).

Grietas por Desecación

Los cambios de humedad pueden producir agrietamiento (Figura 6.7). Los fenómenos de agrietamiento determinan la extensión y ubicación de la superficie de falla y tienen un efecto muy importante en el factor de seguridad o posibilidad de deslizamiento.

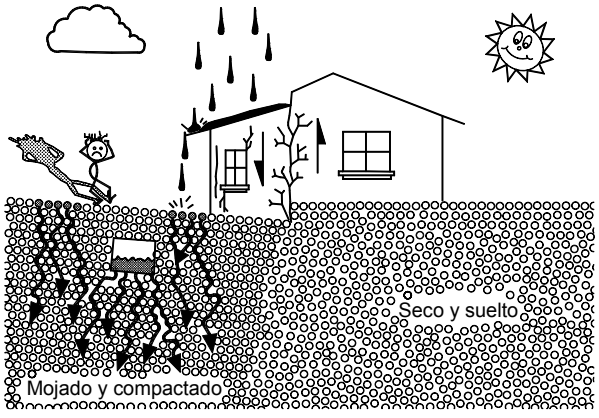


Figura 6.6 Los suelos colapsibles pueden disminuir de volumen por el colapso de su estructura al saturarse.

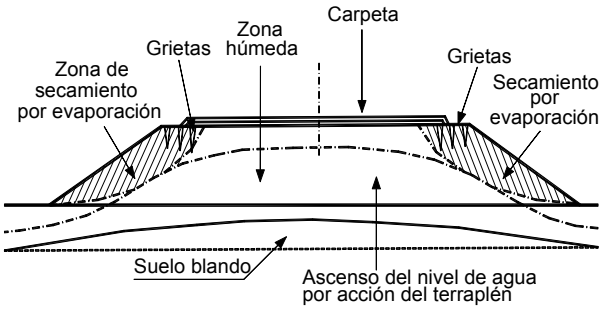


Figura 6.7 Grieta por desecación en un terraplén.

Interacción Química

Procesos de intercambio iónico, disolución, hidratación, hidrólisis, corrosión, oxidación, reducción y precipitación (Wu, 2003).

Intercambio iónico. El intercambio iónico entre el agua subterránea y la masa de suelo es un proceso físico-químico, en el cual los iones o moléculas son absorbidos sobre las superficies de las partículas, por fuerzas físicas y químicas. Por ejemplo, si el agua subterránea rica en iones de Ca y Mg, fluye a través de un suelo rico en iones de Na, el agua subterránea puede reemplazar los iones de Na por iones de Ca o Mg (Figura 6.8).

Este proceso puede aumentar la resistencia del suelo, la permeabilidad y la porosidad. Al alterarse la estructura del suelo se afectan sus propiedades mecánicas.

Disolución y corrosión. Los iones dentro del agua subterránea, son un subproducto de la disolución y la corrosión. Al pasar el agua a través del suelo no-saturado, disuelve una gran cantidad de gases como N_2, Ar, O_2, H_2, He, CO_2, NH_3, CH_4 y H_2S (Wu, 2003). Este proceso aumenta la acidez del agua subterránea y químicamente la hace más agresiva. El grado de disolución depende de la solubilidad de los minerales, la concentración antecedente en el agua subterránea, el ambiente geológico, las presiones y las temperaturas.

El agua acidizada puede disolver rocas solubles como caliza($CaCO_3$), Dolomita ($CaMgCO_3$), yeso ($CaSO_4$), halita (NaCl) y sylvita (KCl). El proceso de disolución aumenta las concentraciones de Ca, Mg, Na, K, CO_3, SO_4 y Cl en el agua subterránea. El proceso de disolución puede conducir a la formación de cavernas, fisuras kársticas y cavidades.

Como resultado, aumenta la conductividad hidráulica de la masa de roca. En un "loess" se puede disolver el agente cementante $CaCO_3$ por acción del aumento de humedad y se destruye la estructura de macroporos, lo cual genera el colapso del suelo. El grado de colapso depende del movimiento del agua subterránea, de la estructura de macroporos y de la temperatura.

Hidratación. El agua entra a los cristales de los minerales o las moléculas de agua se adhieren a los iones de los suelos o rocas solubles. Como resultado, cambia la estructura y se reduce la cohesión de la masa de suelo o roca.

Hidrólisis. Es una reacción química entre el agua y los iones del suelo o roca. Si los cationes son hidrolizados, el pH aumenta (Ejemplo: M+H2O = MOH+H+). Como resultado del proceso de hidrólisis, la acidez del agua subterránea se incrementa. Si los aniones son hidrolizados, el ion hidróxilo aumenta en el agua subterránea (Ejemplo: X+H2O = HX+OH). En este caso la hidrólisis aumenta la alcalinidad del agua y cambia las propiedades del suelo o roca.

Oxidación-reducción. Se refiere a la reacción química en la cual los electrones se transfieren de uno a otro átomo. En el proceso de oxidación la sustancia oxidada pierde electrones libres. En el proceso de reducción, la substancia reducida gana electrones libres.

Los procesos de oxidación y reducción deben ocurrir a la vez para compensarse el uno con el otro. La zona no-saturada se considera como una zona de oxidación por la presencia de aire y agua en los poros. La oxidación disminuye en la zona saturada, mientras la reducción aumenta. La oxidación y la reducción se presentan entre el agua subterránea y el suelo o roca.

La oxidación y reducción cambian la composición mineral de las rocas o suelos afectando sus propiedades mecánicas y al mismo tiempo, alteran la composición química y la agresividad del agua subterránea.

Ataque por ácidos. El ataque por ácidos puede cambiar la estructura de la roca e incrementar los elementos químicos en el agua subterránea. Estos ácidos son el dióxido de carbono (CO_2), el ácido nítrico (NO_2), el ácido sulfúrico (H_2SO_4) y varios ácidos orgánicos. Con el incremento de la actividad humana, el aumento de ácidos en el agua, conduce a la lluvia ácida, la cual al infiltrarse, afecta las propiedades mecánicas de los suelos y rocas.

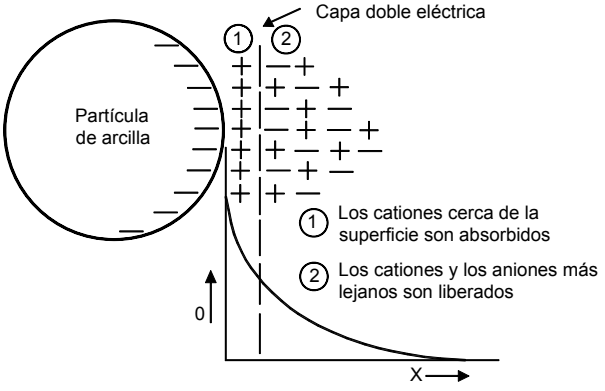


Figura 6.8 Diagrama del intercambio iónico en la doble capa eléctrica de una partícula de arcilla.

Las reacciones químicas mencionadas, ocurren en forma simultánea y a velocidades muy lentas, producen alteraciones generalmente a mediano y largo plazo, llegando a activar los deslizamientos.

Dispersión

Algunos suelos arcillosos se dispersan y pierden su cohesión al saturarse. El resultado puede ser el colapso total de la estructura del suelo y la activación de deslizamientos.

La diferencia básica entre las arcillas dispersivas y las no-dispersivas es la naturaleza de los cationes presentes en el suelo. Las arcillas dispersivas tienen una preponderancia de iones de Na, mientras que en las no-dispersivas predominan los cationes de Ca y Mg.

Erosión

El desprendimiento, arrastre y depositación de las partículas de suelo por acción del agua, modifica el relieve y los esfuerzos que pueden producir la activación de un deslizamiento. Entre los tipos de erosión se indican los siguientes:

Erosión laminar en surcos y en cárcavas. Es la erosión por las gotas de lluvia y por las corrientes de agua de escorrentía (repartidas o concentradas) y la erosión por acción de los cuerpos de agua.

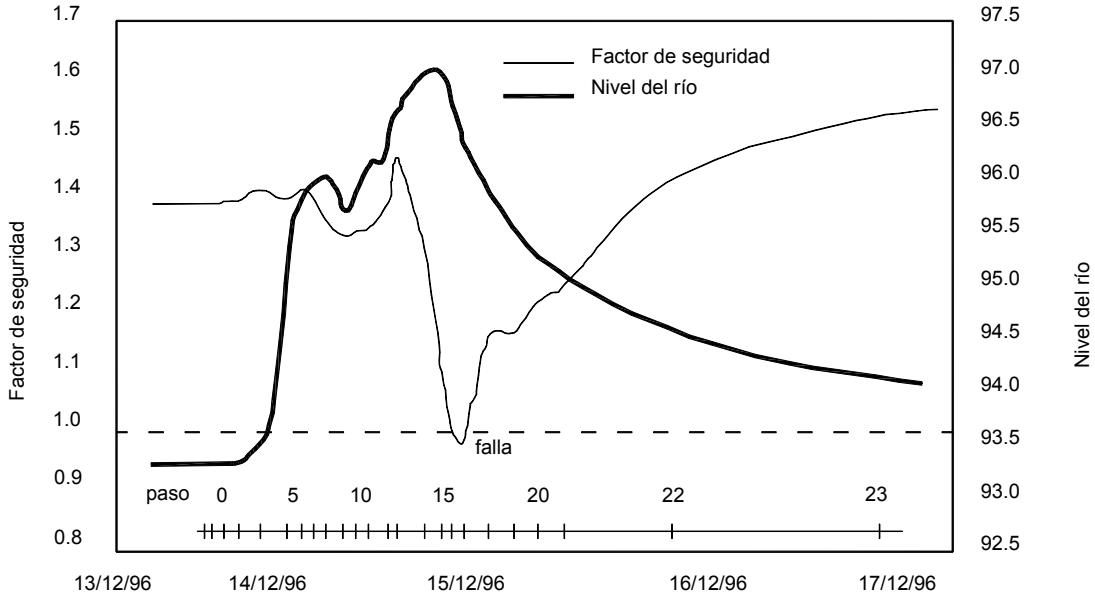


Figura 6.9 Variación del factor de seguridad de un talud en las orillas de un río para un evento de inundación (Affuso y otros, 2000).

Erosión interna. Si el gradiente hidráulico interno es alto, se puede producir transporte interno de partículas, produciéndose pequeños conductos que al ampliarse desestabilizan el talud. Esto es muy común en suelos de carácter dispersivo (cantidad alta de iones de Na presentes). El movimiento del agua subterránea socava la arena fina, los limos y las partículas sueltas de las cavidades subterráneas del talud, debilitando así su estabilidad.

Erosión y deslizamiento en las orillas de las corrientes. Los deslizamientos en las orillas de los ríos representan un modo de falla muy común de las riberas de los ríos y corrientes. Affuso y otros (2000) presentan para un caso en Italia la variación del factor de seguridad, de acuerdo a las variaciones en el nivel de agua, incluyendo los efectos de presiones negativas (Figura 6.9).

Se puede observar en la gráfica que el factor de seguridad aumenta ligeramente por la acción del aumento del nivel del agua, debido a la presión de confinamiento generada por el agua del río. Luego disminuye bruscamente, por el aumento en la presión de poros a pesar de que continúa aumentando la presión de confinamiento. Después de pasar el pico de la avenida, el factor de seguridad continúa disminuyendo, debido a la eliminación de la presión de confinamiento con presiones de poros relativamente altas. Generalmente, la situación más crítica se genera en el momento del descenso rápido del nivel de agua.

Erosión por exfiltración. Cuando el agua subterránea aflora a la superficie del terreno puede producir el desprendimiento de las partículas de suelo generando cárcavas. Las cárcavas que se forman al salir el agua subterránea a la superficie del terreno actúan como activadores de movimientos del talud.

Cuando en el avance de una cárcava de erosión subsuperficial ésta captura un contacto con afloramiento de agua subterránea, éste contacto trata de ampliarse (figura 6.10) en un proceso de deslizamientos laterales progresivos.

Se presentan dos casos diferentes, en formaciones sedimentarias y aluviales sobre los planos de estratificación y en suelos residuales sobre las superficies de cambio de meteorización.

Estos procesos de erosión pueden ser activados en épocas de lluvia por el agua infiltrada, la cual produce corrientes de agua subterránea no permanente en los mantos de suelo de mayor conductividad hidráulica (permeabilidad).

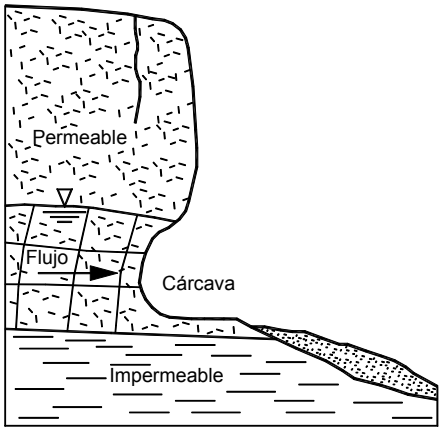


Figura 6.10 Erosión por afloramiento de agua subterránea.

LA PRECIPITACIÓN

El Ciclo Hidrológico

El agua se encuentra en la naturaleza de diferentes formas, generalmente en continuo movimiento, de acuerdo con un ciclo que incluye las nubes o vapor de agua, la precipitación en forma de lluvia granizo o nieve, la infiltración, la evapotranspiración, la escorrentía, las corrientes subterráneas, los acuíferos, los ríos y quebradas, los mares y los lagos (Figura 6.11). El agua continuamente está cambiando de forma de acuerdo con un ciclo natural denominado ciclo hidrológico.

Parte de la lluvia se infiltra y parcialmente corre por la superficie como escorrentía. Precipitación = Evapotranspiración + Escorrentía + Flujo subterráneo + cambio de humedad en el suelo + Acumulación de agua subterránea en los acuíferos.

La precipitación es el volumen o altura de agua lluvia que cae sobre un área en un período de tiempo, la cual tiene una influencia directa en la infiltración y en el régimen del agua subterránea, y a su vez afecta la estabilidad de taludes o laderas.

La precipitación promedio es muy superior en las zonas tropicales que en el resto del mundo. Estas lluvias son asociadas principalmente con agrupaciones o "clusters" de nubes que se localizan en la zona de convergencia de vientos. Generalmente, estas agrupaciones de nubes arrastradas por los vientos, cubren áreas de varios miles de kilómetros cuadrados.

El Flujo Subterráneo

La respuesta del régimen de aguas subterráneas a las lluvias, es diferente de acuerdo con el talud, la formación geológica y las características ambientales. Existe una respuesta inmediata a la lluvia por infiltración en las zonas cercanas al talud y una respuesta regional por las lluvias infiltradas en toda el área de aferencia alrededor del talud.

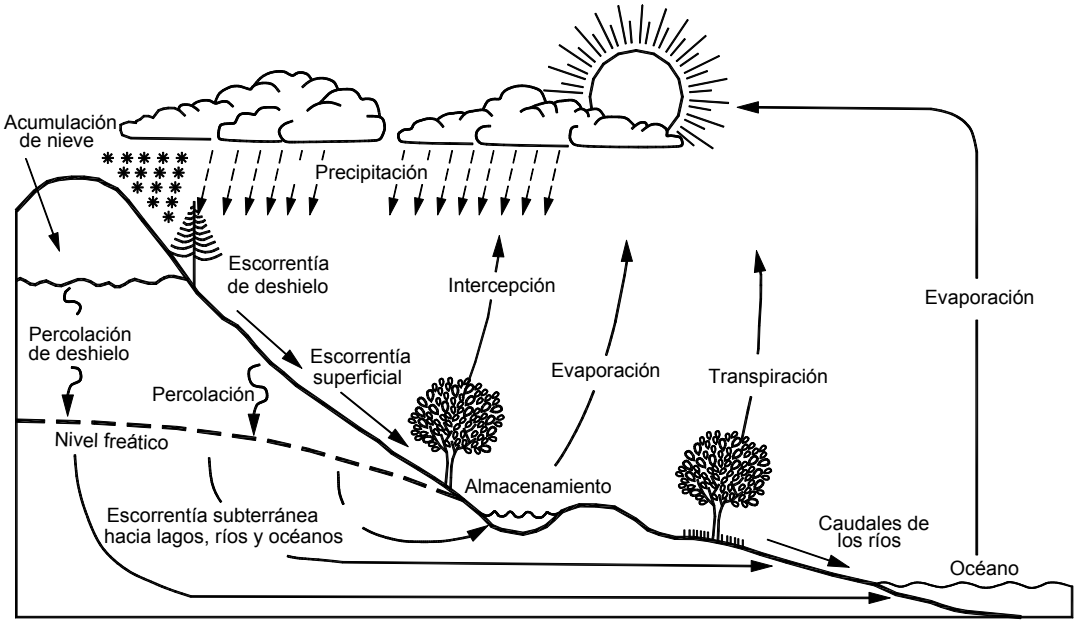


Figura 6.11 Ciclo hidrológico.

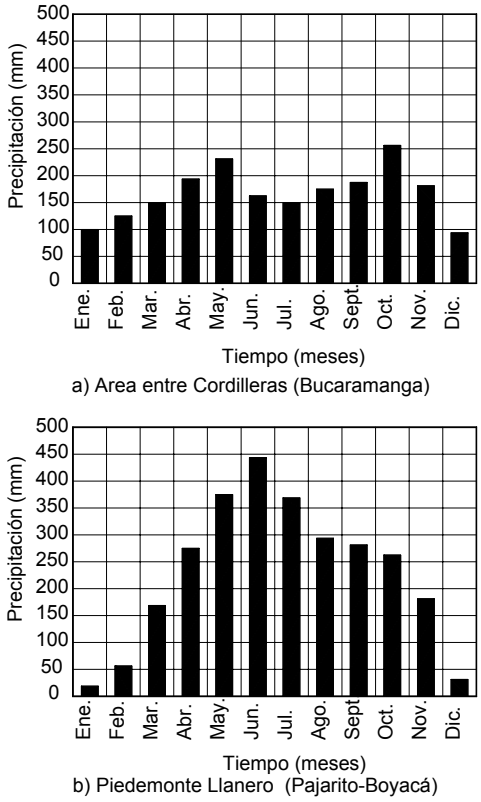


Figura 6.12 Regímenes de lluvias en los Andes Colombianos.

En ocasiones, la respuesta regional puede tomar varios meses en presentarse, debido al recorrido que el agua realiza desde el sitio de infiltración.

El flujo subterráneo y los cambios en la cantidad de agua acumulada, son críticos para la estabilidad de un talud, debido a que ellos controlan el balance hidrológico que puede alterar el grado de saturación y la elevación del nivel freático.

Debe diferenciarse el caso de zonas permanentes de alta precipitación, en las cuales el nivel de agua freática es alto y constante, y un corte del terreno puede producir la falla casi inmediata del talud; y el caso de lluvias esporádicas o épocas de lluvias intensas, en donde el suelo no saturado es saturado de repente, produciéndose la falla.

Para la falla de un talud puede requerirse una época de lluvias muy larga o puede ser suficiente un sólo aguacero. En los suelos permeables, la intensidad del evento es determinante. En los suelos arcillosos, la lluvia antecedente es muy importante.

El Régimen Anual de Lluvias

Cada región posee un sistema de lluvias que se repite en forma similar cada año. Es común encontrar áreas donde ocurren dos períodos de lluvias con dos períodos secos o una sola temporada de lluvias con un período seco (Figura 6.12). El régimen de lluvias de una región determinada puede ser diferente al de un sitio específico dentro de la misma región, especialmente en zonas de alta montaña y se debe, en lo posible, obtener la información precisa de las lluvias en el sitio del talud a estudiar; sin embargo, para evaluar la amenaza de los deslizamientos, se recomienda analizar en forma regional el régimen de lluvias al igual que el sistema local.

Sistemas unimodal y bimodal

La magnitud e intensidad de las lluvias varía a lo largo del año en cada sitio dentro de un sistema meteorológico mundial. En algunas zonas el sistema es unimodal con una gran temporada lluviosa anual con niveles máximos en los meses

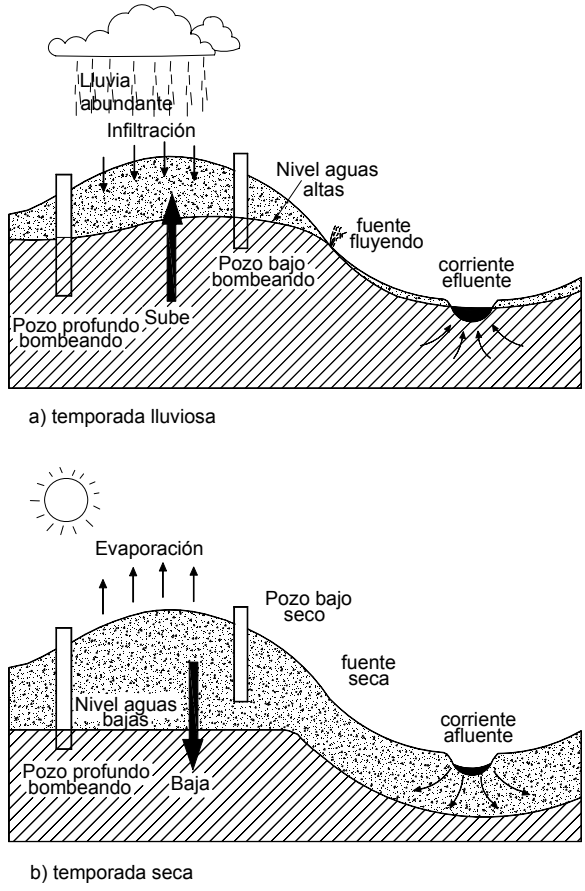


Figura 6.13 Niveles de agua subterránea en temporada lluviosa y en temporada seca.

de mayo a octubre y una temporada seca en los meses de diciembre a febrero. En otras zonas, el sistema es bimodal con dos temporadas secas en diciembre-enero y en julio-agosto y dos temporadas lluviosas con niveles máximos en mayo y octubre. Este análisis es muy importante para el estudio de los deslizamientos, debido a que en la temporada de lluvias, ascienden los niveles freáticos y descienden nuevamente en las temporadas secas (Figura 6.13).

Los Grupos de Nubes (Clusters) Tropicales

La mayor cantidad de la precipitación que ocurre en las zonas tropicales, está asociada con grupos de nubes o "clusters" presentes en la zona de convergencia de vientos, en forma de "ondas" que demoran varios días. Los vientos concentran las nubes y por consiguiente, las lluvias sobre las franjas de la zona tropical. Los clusters de nubes, como todos los sistemas de nubes tropicales, son de origen convectivo; los sistemas de clusters son grupos nubosos, en gran escala, con áreas de lluvias hasta de 50.000 km^2 (Smith, 1993). Estos clusters al pasar por los sistemas de montañas, generan precipitación de tipo orográfico y convectivo de gran magnitud e intensidad.

Paso de las ondas tropicales

Es común que los clusters formen una corriente alargada de nubes o vaguada tropical que demora varios días en pasar sobre un sitio, generando lluvias no solamente de gran intensidad, sino de varios días de duración.

Las ondas tropicales se localizan de acuerdo con la época del año sobre una franja relativamente paralela al Ecuador. La localización precisa de estas franjas varía de año en año.

El paso de un cluster puede generar precipitaciones muy altas en zonas de precipitación promedia muy baja, generando deslizamientos avalanchas o "huaicos". El paso y ocurrencia de los clusters está relacionado con las corrientes de aire que llegan a los trópicos provenientes de los hemisferios norte y sur (Figura 6.14). En América tropical, la mayoría de estos clusters ingresan desde el hemisferio sur por Brasil, en dirección diagonal hacia Panamá y Costa Rica durante los meses de Abril a Noviembre, generándose una zona de alta pluviosidad sobre el continente americano como se muestra en la figura 6.15.

Los sistemas de clusters tropicales juegan un papel muy importante en la circulación global y tienen conexiones importantes con las anomalías de circulación atmosférica como "El Niño".

Es importante determinar el número de ondas, su duración y su intensidad, para poder evaluar la amenaza de los deslizamientos ocasionados por las lluvias. La duración en días, de una onda, determina la cantidad de lluvia durante varios días consecutivos, lo cual frecuentemente es la causa de deslizamientos. En ocasiones, las ondas o vaguadas se vuelven persistentes en una determinada ubicación, generando lluvias intensas durante semanas enteras. La ocurrencia de frentes nubosos tipo clusters y vaguadas, origina una gran inestabilidad en el clima tropical.

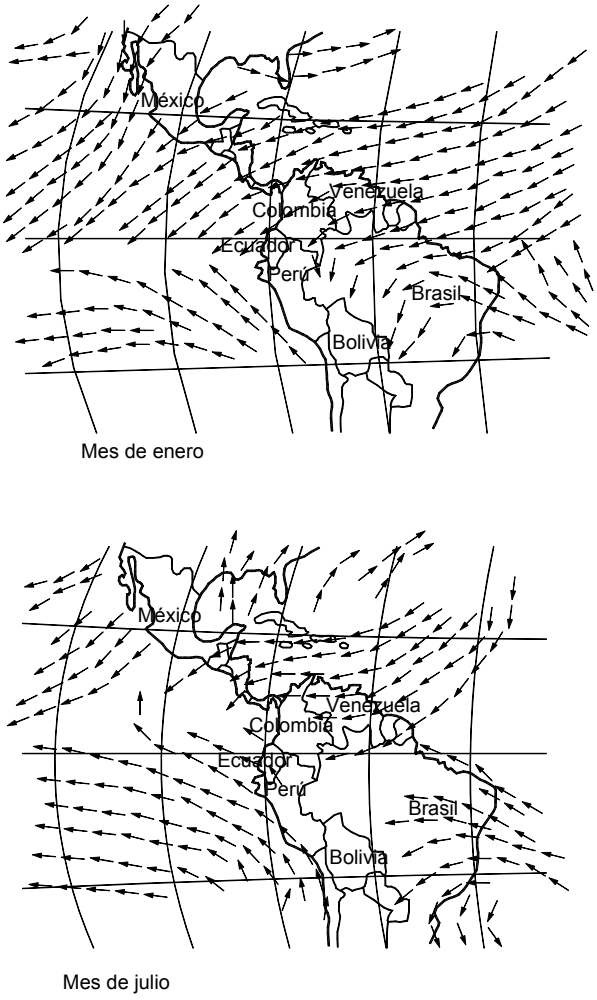


Figura 6.14 Sistema de circulación de vientos superficiales en la zona tropical de América (adaptado de Smith, 1993).

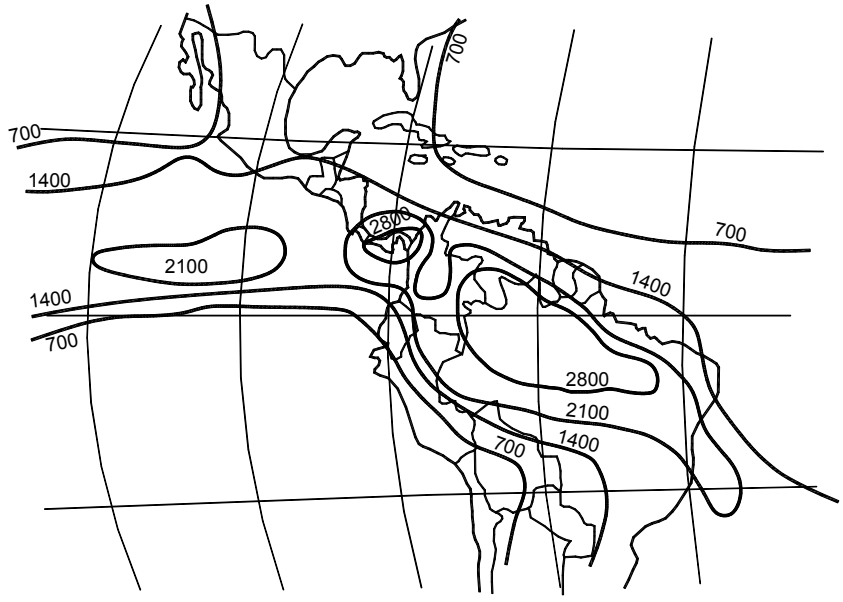


Figura 6.15 Precipitación media anual generalizada en la zona tropical de América. Se observa la concentración de las lluvias sobre la franja de paso de las ondas de clusters tropicales. La información corresponde a los años 1986 - 1989 (adaptado de Smith, 1993).

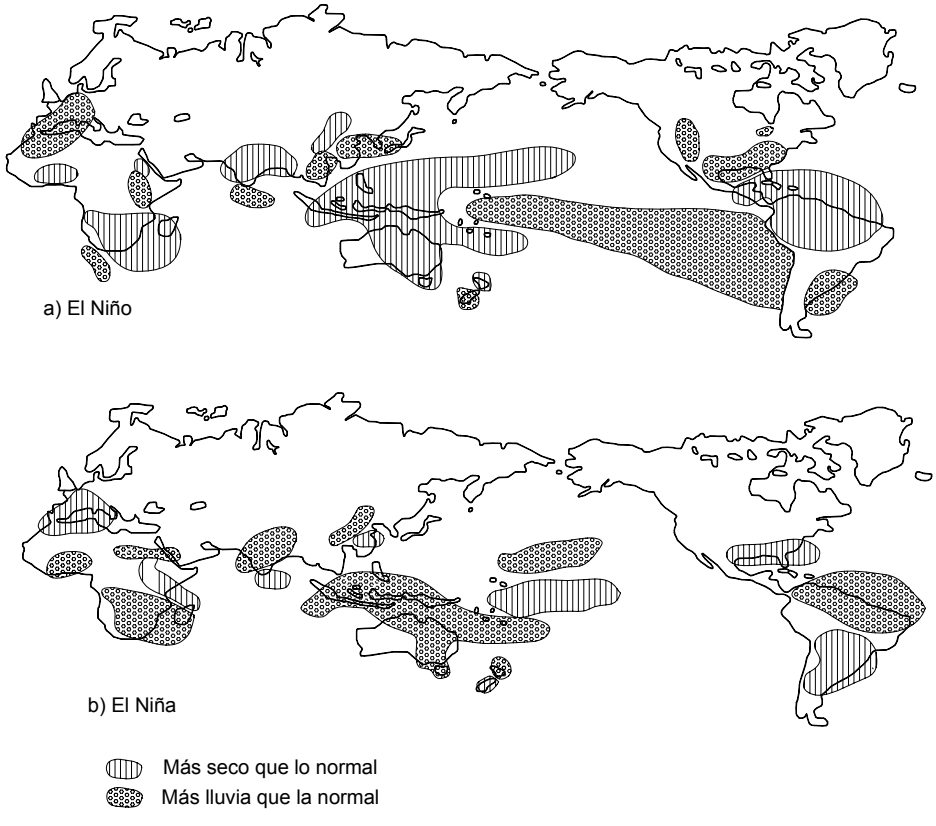


Figura 6.16 Áreas del mundo donde se producen sequías o lluvias intensas durante (a) El Niño, (b) La Niña (Allan y otros, 1996).

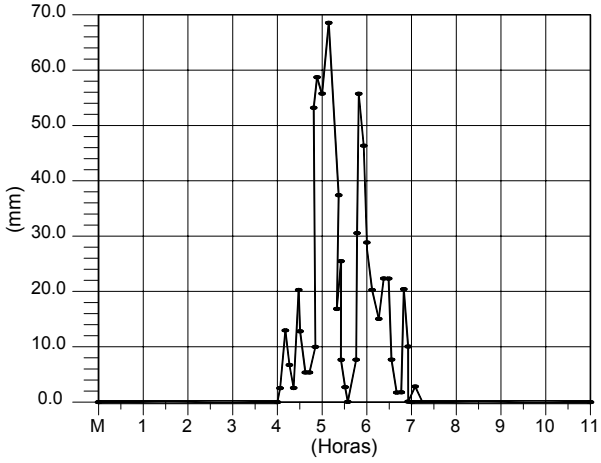


Figura 6.17 Aguacero típico en el Piedemonte de los Andes Colombianos.

El Fenómeno ENSO (El Niño y La Niña)

Dentro del sistema general de precipitaciones ocurren anomalías cada determinado número de años, durante las cuales las magnitudes e intensidades suben abruptamente o disminuyen marcadamente, en una temporada.

Las anomalías climáticas en las zonas tropicales están relacionadas con El Niño y La Niña, las cuales corresponden a oscilaciones del fenómeno ENSO. Las anomalías climáticas son modificaciones al sistema normal de precipitación debida a fenómenos globales. Estas anomalías permiten la ocurrencia de temporadas secas en zonas normalmente lluviosas y lluvias excepcionales en zonas semiáridas, generando problemas acelerados de erosión o avalanchas.

Estas anomalías generan lluvias muy por encima de los promedios (Colegio de Ingenieros del Perú, 1998), causando gran cantidad de deslizamientos, inundaciones y daños a las obras de infraestructura, especialmente las carreteras y los puentes. Las anomalías climáticas activan focos de erosión y causan denudación de grandes áreas de suelo.

Los cambios climáticos anómalos que son evidentes en los últimos años, se atribuyen al creciente consumo de combustibles fósiles, el uso del suelo y especialmente, la deforestación de los trópicos. El efecto directo mejor identificado, es la disminución de la capa de ozono.

El sistema de frentes de clusters (indicados en el párrafo anterior) maneja la mayor parte del clima tropical; sin embargo, ocurren anomalías de vaguadas de clusters en sentido contrario al indicado, con nubes provenientes del polo norte o se produce un desplazamiento de los frentes que provienen del sur.

Estas anomalías pueden generar precipitaciones muy altas en áreas donde el promedio de lluvia es bajo o sea en las costas de Perú, Ecuador y en la costa de Venezuela.

Efectos de El Niño y La Niña

El Niño genera vaguadas persistentes hacia el Ecuador y Perú, y hacia México y California. Los resultados de El Niño y La Niña son épocas muy intensas de lluvia o sequía, de acuerdo con la localización de las vaguadas (Figura 6.16). La Niña localiza estas vaguadas sobre Centroamérica, Colombia y Venezuela. En Argentina, El Niño aumenta los deslizamientos en la cordillera frontal, mientras La Niña los aumenta en la pre-cordillera al este de la cordillera frontal (Moreiras, M., 2005).

El Niño afecta a todo el mundo. Por ejemplo en Kenia, Africa, en El Niño de 1997-1998, se presentaron lluvias extraordinarias en el período de diciembre a enero, el cual corresponde a la temporada típicamente más seca del año. El Niño se convirtió en la más lluviosa de la historia, generando gran cantidad de deslizamientos (Ngeku y Mathu, 1999).

Tipos de Precipitación

Existen varios tipos de precipitación entre los cuales se encuentran los siguientes:

La precipitación convectiva

En los suelos arcillosos la presencia del agua produce una repulsión o separación entre las partículas (Figura 6.17). Localmente se forman movimientos verticales de aire, muy fuertes, en los cuales la precipitación de partículas de lluvia se inicia en la base de las nubes y crece hacia arriba (Figura 6.18). El tiempo en el que se forma la precipitación es muy corto (aproximadamente 45 minutos). Son generalmente lluvias intensas pero de corta duración. Igualmente, los eventos convectivos pueden tener varios períodos consecutivos de lluvias intensas.

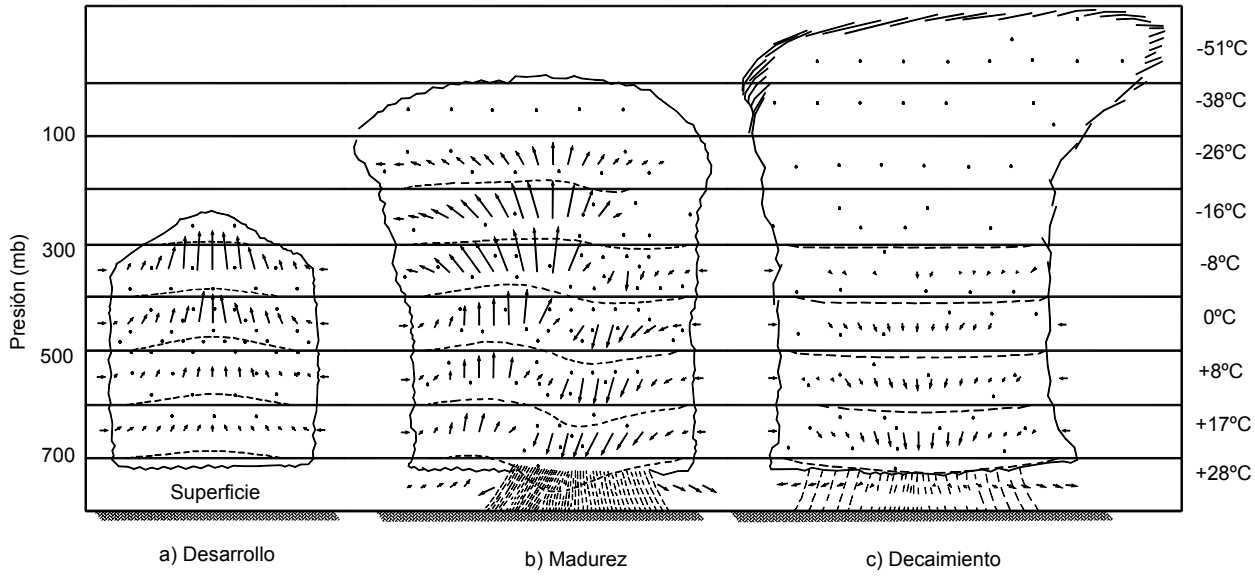


Figura 6.18 Etapas de desarrollo de una tormenta convectiva (Smith, 1993).

Es común en las zonas de montaña, la ocurrencia de aguaceros de tipo convectivo de gran magnitud, en un período de tiempo de una o pocas horas. En el factor precipitación se debe tener en cuenta la intensidad de la máxima lluvia o de las lluvias más fuertes en una hora, en un día, en un mes o año y en algunas ocasiones, la cantidad de lluvia en períodos menores a una hora.

La precipitación estratiforme

Se forman algunos movimientos verticales de aire relativamente débiles y se inicia precipitación en la parte superior de las nubes. El tiempo hasta que se produce la precipitación puede ser de varias horas.

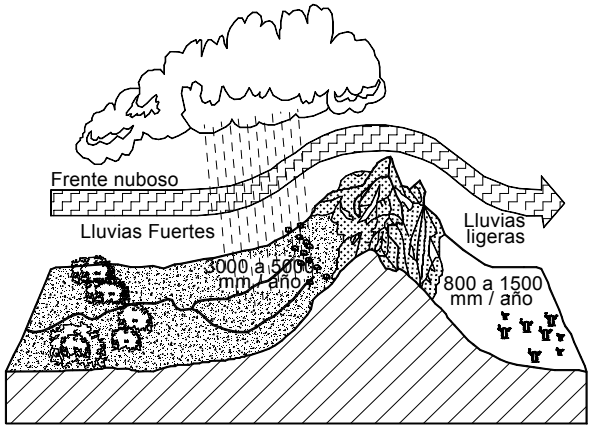


Figura 6.19 Esquema del efecto de una cadena de montañas sobre la precipitación.

Son lluvias menos intensas, pero generalmente, de mayor duración que las convectivas.

La precipitación orográfica

El levantamiento del aire con nubes, al pasar sobre cadenas montañosas, puede ocasionar inestabilidades convectivas que producen lluvia. Los frentes nubosos al chocar contra una cordillera generan precipitaciones muy fuertes a determinadas altitudes, (Figura 6.19). Como resultado, la precipitación varía con la altitud de las montañas de acuerdo a la altitud de los frentes de nubes (Figura 6.20).

Los Huracanes

Los huracanes son sistemas convectivos, de gran magnitud, que producen vientos y lluvias muy fuertes. Estos sistemas son propios de la zona tropical del mar Caribe desde México hasta la costa de Venezuela. La mayoría de estos huracanes se forman en el océano Atlántico y van creciendo en fuerza a medida que avanzan hacia el Caribe. Finalmente, pierden poder al entrar al continente y generan grandes intensidades concentradas de lluvia. Los huracanes son una fuente muy importante de activación de deslizamientos en Centroamérica y México. En el norte de Suramérica se presenta un efecto secundario de las bandas exteriores o “colas” de los huracanes.

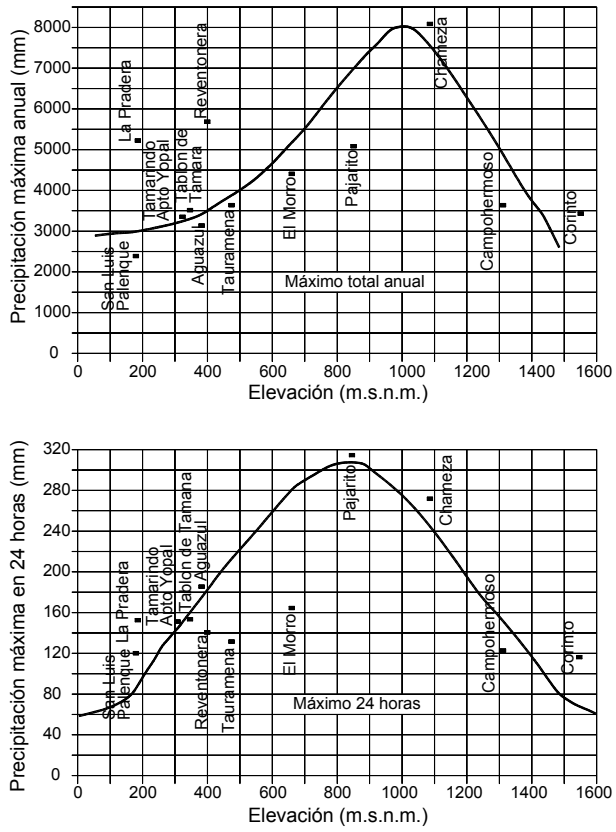


Figura 6.20 Relación entre la magnitud de las lluvias y la altitud en las cuencas del Piedemonte Llanero Colombiano (adaptado de Smith, 1993).

Medición de la Precipitación

La precipitación puede medirse de varias formas:

Lluvia en un punto. El pluviómetro y el pluviógrafo permiten medir la lluvia que cae en un punto específico de la superficie de la tierra. La lluvia se acumula en un recipiente cuya superficie de captación generalmente es un área circular de 8 pulgadas de diámetro. De esta forma, se mide en milímetros la lluvia que cae en un punto durante un tiempo determinado y la variación de la intensidad, la cual puede aumentar o disminuir con el tiempo (Figura 6.21).

Distribución espacial de la lluvia. Como en todos los sitios no cae la misma cantidad de precipitación, se requiere conocer la distribución de la lluvia en un área determinada o cuenca. La medición de la lluvia en unos pocos puntos, no necesariamente registra la lluvia real en el área de una cuenca; entonces, se requiere de una gran cantidad de información para tener la certeza de la forma como se distribuye la precipitación.

En las cuencas o áreas muy pequeñas, se puede asumir que la lluvia, en la tormenta de diseño, es uniforme sobre toda el área de la cuenca, pero en las cuencas de más de 500 Km^2, esta condición es muy difícil de lograr.

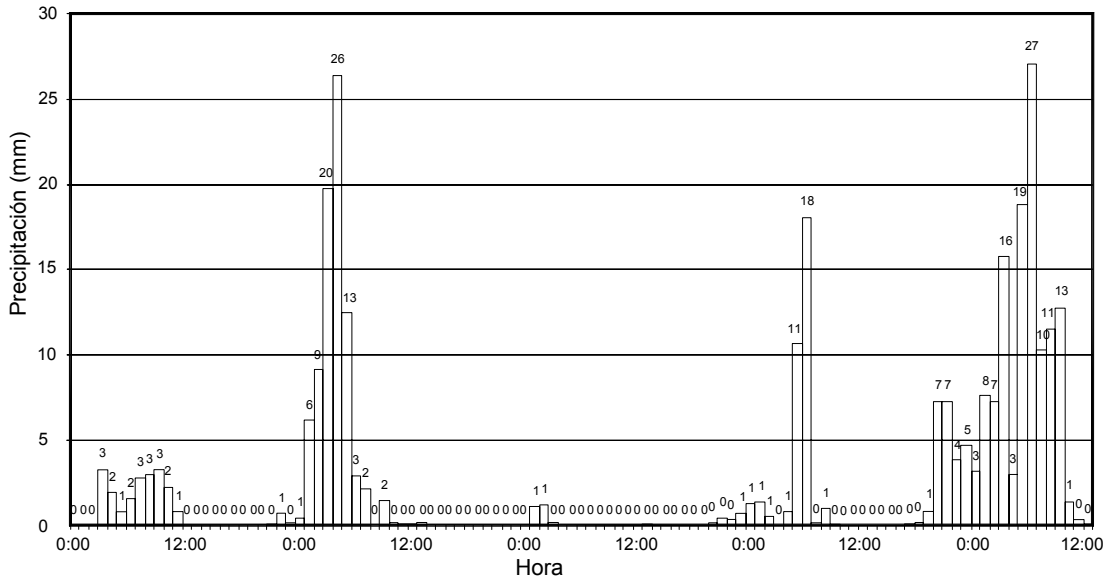


Figura 6.21 Evento lluvioso de varias horas de duración, el cual ocasionó gran cantidad de deslizamientos en Bucaramanga, Colombia, en febrero de 2005.

En las cuencas con cambios fuertes de altitud, la intensidad y magnitud de las lluvias varía con la altitud; y los cambios topográficos, pueden inducir cambios en la precipitación. Un sistema de radar permite determinar la distribución espacial de la lluvia y el mejor sistema es el radar calibrado con una serie de pluviómetros en varios puntos del área. Actualmente, con los equipos de satélite, se puede obtener una información "aproximada" de las lluvias en áreas donde no se tienen equipos de medición en el terreno; sin embargo, esta información debe evaluarse con cuidado para evitar grandes errores.

Información requerida para el análisis espacial de las lluvias

Según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, para la correcta medición de lluvias en un área plana, se requiere una densidad, mínimo una estación por cada 100 kilómetros cuadrados y en zonas de montaña, una por cada 10 kilómetros cuadrados, para errores del 10% aproximadamente. En todos los casos, para un análisis aceptable en cuencas pequeñas, se recomienda un mínimo de cuatro estaciones pluviométricas. Si se tiene un buen cubrimiento de estaciones, existen métodos de análisis confiables para determinar la distribución de la lluvia en una cuenca. Si no existe el número suficiente de estaciones, los errores son muy grandes.

Es práctica corriente, suponer una lluvia uniforme en el área determinada; sin embargo, en las zonas de montaña tropical, como es el caso de los Andes Colombianos, la magnitud e intensidad de las tormentas varían de forma significativa de un punto a otro, lo cual depende de varios factores entre los cuales se encuentran, los sistemas de vientos y la altitud. En el caso de las cadenas montañosas de gran altura, comúnmente las lluvias de mayor intensidad ocurren en los puntos intermedios entre el Piedemonte y el Páramo, en la zona donde el frente nuboso se encuentra con las montañas.

En el caso de América latina, la escasez de datos confiables para una cuenca determinada, es de común ocurrencia y se debe recurrir a análisis regionales, correlacionando las lluvias de una cuenca con otra o relacionándolos con la altitud. Éste análisis, permite definir la magnitud e intensidad de la tormenta para cada altitud o para determinada zona ambientalmente homogénea.

El análisis regional aunque no es preciso, puede ser significativamente más confiable que el realizado sin datos o con información deficiente (U.S. Corps of Engineers, 1997).

Precipitación Máxima Probable (PMP)

La precipitación máxima probable, es una tormenta hipotética que presenta la máxima altura de precipitación, lo cual es físicamente posible para una determinada duración, sobre un área específica, en una localización geográfica particular, en cierta época del año.

LA INFILTRACIÓN

El agua lluvia al caer sobre el suelo, trata de infiltrarse, desplazando el agua existente hacia abajo por los macro poros y formando una especie de onda de presión de agua dentro del suelo, la cual produce un frente húmedo de infiltración.

El porcentaje de infiltración corresponde a la proporción de lluvia que se infiltra. La infiltración a su vez, puede dividirse entre aquella parte que contribuye a aumentar el contenido de agua de la zona no saturada y aquella que recarga el sistema saturado de agua subterránea.

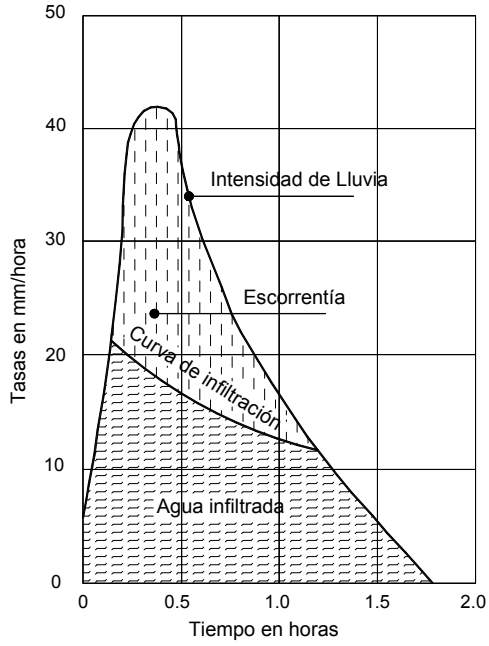


Figura 6.22 Lluvias, infiltración y escorrentía durante una tormenta.

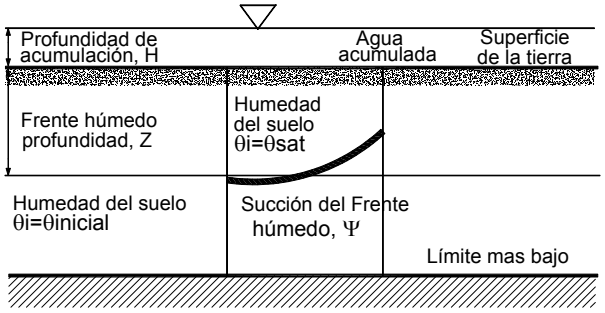


Figura 6.23 Infiltración de agua y frente húmedo en el modelo de Green-Ampt (1911).

Al inicio de la lluvia la totalidad de la precipitación se infiltra humedeciendo el suelo. La humedad en el suelo, antes de la lluvia, es determinante en la cantidad de infiltración porque al llover, el agua trata de penetrar al suelo humedeciéndolo y creando una capa delgada de saturación; y hasta que ésta capa no haya llegado a un punto de equilibrio, no se forman una escorrentía y una corriente de infiltración.

El equilibrio se logra cuando todo el perfil está transmitiendo agua a la máxima rata permitida por la parte menos permeable de los horizontes. Esto puede ocurrir entre diez minutos o varias horas después de iniciada la lluvia (Figura 6.22).

El agua en exceso que no puede infiltrarse, se queda en la superficie. De acuerdo con la intensidad de la lluvia, la infiltración y las características físicas del terreno, se produce una corriente superficial (escorrentía), una serie de corrientes subterráneas semiparalelas a la pendiente del terreno y una corriente semivertical de infiltración, hacia el nivel freático.

Ecuaciones Básicas de la Infiltración

La infiltración puede modelarse utilizando los siguientes criterios:

Ecuación de Green y Ampt (1911)

En esta ecuación se describe la infiltración por lluvia permanente en un suelo no-saturado. El modelo de dos capas asume que un frente húmedo percola hacia abajo formando un nivel saturado colgado. Por encima del frente húmedo, el suelo se encuentra totalmente saturado, mientras el suelo por debajo, se asume a la humedad inicial (Figura 6.23).

Aplicando la Ley de Darcy se obtiene:

$$i = K_s \left(\frac{z + H + \psi}{z} \right)$$

Donde:

i = Capacidad de infiltración.
Ks = Coeficiente de permeabilidad saturada.
Z = Profundidad del frente saturado.
H = Profundidad de agua encharcada.
ψ = Cabeza de succión en el frente saturado.

El modelo de Green y Ampt (1911) al asumir que el suelo por encima del frente húmedo se encuentra totalmente saturado, descarta la succión arriba del frente húmedo, lo cual se ha demostrado que no se cumple en la mayoría de los casos (Olivares y Picarelli, 2003; Springman y otros, 2003).

El modelo Green-Ampt por lo general no predice de una manera adecuada el tiempo para la formación de un frente húmedo (Gavin y Xue, 2007), debido a que utiliza Ks, cuando un suelo comúnmente falla antes de alcanzar la saturación total. La permeabilidad operacional K es menor de Ks. Se sugiere K $\cong$ 0.5 Ks (Xue y Gavin, 2008).

Modelo de Mein–Larson (1973).

En este modelo al inicio del evento de lluvia, se presenta una succión inicialmente alta con una gran capacidad de infiltración, la cual puede exceder a la intensidad de la lluvia. Al continuar la lluvia, la succión disminuye y la capacidad de infiltración se reduce.

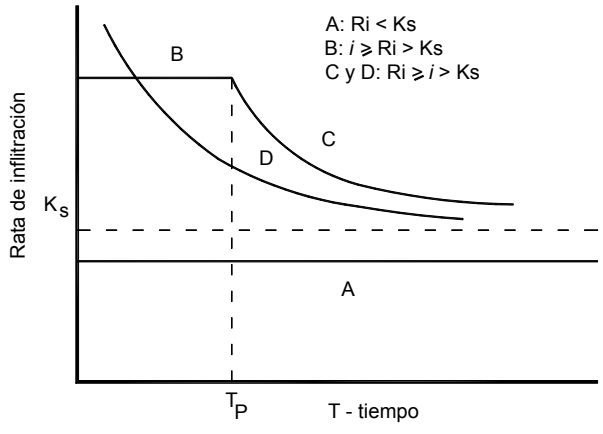


Figura 6.24 Variación de la infiltración con el tiempo (Mein y Larson, 1973).

En cierto punto, la intensidad de la lluvia puede superar a la infiltración y la rata de flujo está controlada por la capacidad de infiltración del suelo (Figura 6.24).

Mein y Larson (1973) consideraron tres casos:

Caso A: La intensidad de la lluvia (R_i) es menor que la permeabilidad saturada del suelo (Ks). La rata de infiltración es constante durante toda la lluvia.

Caso B y C: La intensidad de la lluvia (R_i) es mayor que la permeabilidad saturada del suelo (Ks). Al inicio, la capacidad de infiltración excede a (R_i) y luego disminuye. El tiempo Tp depende de la intensidad de la lluvia.

Caso D: La intensidad de la lluvia es superior a la capacidad de infiltración inicial. El modelo de Mein y Larson no tiene en cuenta que aún cuando R_i es menor que Ks, se produce escorrentía (Xue y Gavin, 2008).

Modelo de Horton (Jury y Horton 2004). Jury y Horton (2004) presentaron una expresión empírica para describir la disminución de la capacidad de infiltración con el tiempo.

$$i = i_f + \left(i_o - i_f\right)e^{-\beta\tau}$$

Donde:

i = Capacidad de infiltración en el tiempo (t).
i_o = Capacidad de infiltración inicial.
i_f = Capacidad de infiltración en flujo permanente final.

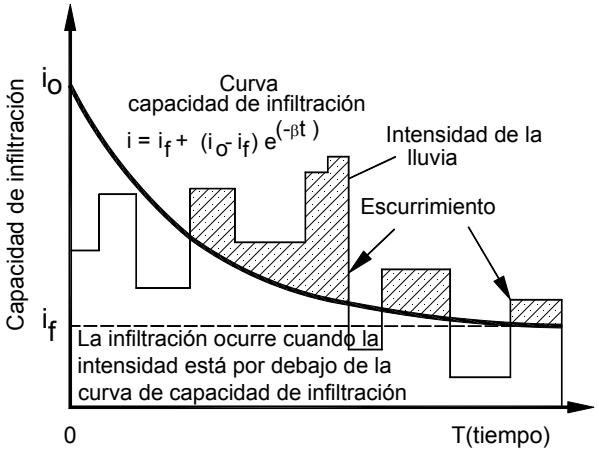


Figura 6.25 Infiltración y escorrentía de acuerdo con la curva de Horton (Viessman y Lewis, 1996).

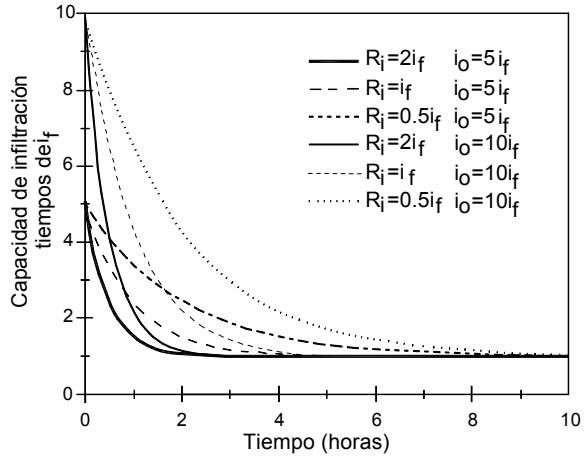


Figura 6.26 Capacidades de infiltración para varias condiciones de lluvias (Xue y Gavin, 2008).

β = Constante para describir la rata de decrecimiento de la infiltración.
t = Tiempo.

La principal limitante del método de Horton es la dificultad para determinar el valor de β (Figura 6.25).

Método de Xue y Gavin (2008). Este método es una variable de la propuesta de Horton (Figura 6.26). Con algunas modificaciones, según Xue y Gavin la variación de la capacidad de infiltración está dada por la ecuación:

$$i = i_f + \left(i_o - i_f\right)$$

Donde los factores son iguales a los indicados para los métodos de Horton y de Mein y Larson.

La mayoría de las teorías anteriores presentan limitaciones para modelar la infiltración, especialmente porque la intensidad de la precipitación aumenta y disminuye con el tiempo, a valores superiores e inferiores a la capacidad de infiltración. La capacidad de infiltración depende principalmente de la intensidad de la precipitación.

Sin embargo, los modelos permiten conocer el comportamiento de la infiltración y tomar decisiones para el manejo de los taludes en el caso de las lluvias intensas, las cuales tienen gran influencia sobre las presiones de poros negativas.

Capacidad de Infiltración

Las capacidades de infiltración varían desde dos milímetros por hora, en suelos muy impermeables a dos mil quinientos milímetros por hora, en suelos muy permeables dependiendo de la cobertura vegetal, pendiente, textura del suelo, humedad natural y prácticas de agricultura. Los suelos más permeables como las gravas y arenas, poseen una capacidad mayor de infiltración. Las gravas y arenas son mucho más permeables que las arcillas.

La infiltración también está influenciada por la pendiente del terreno y por la textura del suelo; sin embargo, hay otros factores que determinan la infiltración como son: las prácticas agrícolas que crean zonas de acumulación de agua y aumentan la porosidad del suelo subsuperficial. Una pasada de tractor, en un área semi-plana, puede aumentar la rata de infiltración en un ochenta por ciento. Igual situación ocurre con la siembra siguiendo las líneas de nivel.

Condiciones de Frontera Para la Infiltración

La lluvia sobre la superficie de la tierra puede conducir a dos condiciones diferentes de frontera:

Superficie del talud inundada. La intensidad de la lluvia, en este caso, es mayor que la cantidad de agua que puede infiltrarse dentro de la tierra. Por lo tanto, solamente parte de la lluvia se infiltra y el resto se convierte en escorrentía. En este caso, la condición de frontera es que la succión en la superficie del terreno es igual a 0, equivalente a la saturación del 100%.

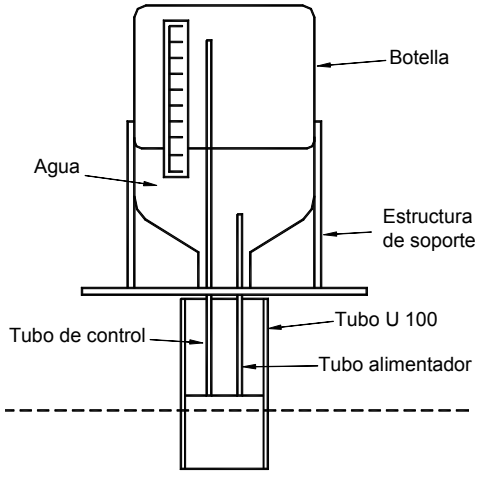


Figura 6.27 Diagrama de un infiltrómetro.

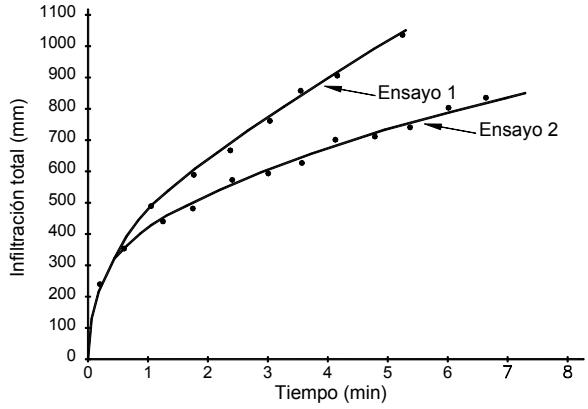


Figura 6.28 Resultados típicos de un ensayo de infiltración (Geotechnical Control Office 1984).

Infiltración controlada. La intensidad de la lluvia es menor que el flujo máximo de agua que se puede infiltrar en el talud. En este caso, la infiltración es controlada por la intensidad de la lluvia:

$$Q_{\text{infiltración}} = \text{Intensidad de la lluvia.}$$

Factores que Afectan la Infiltración

La cantidad de agua que penetra o se infiltra en la tierra queda determinada por varios factores:

- *Cantidad, intensidad y tipo de precipitación.*
- *Ritmo de precipitación.* Cuanto más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno y no permite la infiltración rápida. Entre más lenta es la lluvia, habrá más infiltración y menos escorrentía.
- *Pendiente superficial.* La infiltración es mayor en los terrenos más planos a los que corresponden velocidades menores de escurrimiento superficial.
- *La conductividad hidráulica* (permeabilidad) de los suelos y las rocas.
- *La estructura de suelos y rocas.* Especialmente en lo que se refiere a fracturación, estratigrafía y la secuencia de los estratos permeables e impermeables.

El tipo de material o suelo del talud va a determinar la infiltración relacionada con la succión y la conductividad hidráulica (permeabilidad).

- *Densidad y tipo de vegetación.*

Ensayos de Infiltración

Para determinar la cantidad de agua infiltrada, es conveniente realizar un ensayo de infiltración (Figuras 6.27 y 6.28). En esta prueba el agua es suministrada a una superficie expuesta a una rata controlada y el volumen total de agua infiltrada en varios intervalos de tiempo, es infiltrada contra el tiempo. En este ensayo se puede obtener, además, la permeabilidad de los materiales.

Infiltración desde Cuerpos de Agua

Pueden existir puntos de infiltración masiva de agua, arriba de un talud ya sea por la presencia de un río o cuerpo de agua, como de depresiones topográficas y zonas de pendiente muy suave. Su localización es importante para analizar las condiciones de estabilidad del talud.

Conductividad Hidráulica o "Coeficiente de Permeabilidad"

La facilidad con que el suelo fluye a través de un material, se denomina "conductividad hidráulica" (permeabilidad) y el parámetro que permite cuantificar este fenómeno se llama "coeficiente de permeabilidad" y se encuentra en la literatura con la simbología de la letra K. La conductividad hidráulica depende del tamaño de los vacíos o poros, es alta en las gravas y baja en las arcillas (Tablas 6.1 y 6.2).

Tabla 6.1 Coeficientes de permeabilidad y capacidad de infiltración.

Material	Tamaño de poros	Conductividad hidráulica (permeabilidad) (cm/seg)
Arcilla	$<10^{-4} – 10^{-3}$	$<10^{-6}$
Limo	$10^{-3} – 10^{-2}$	10^{-6} - 10^{-4}
Arenas	$10^{-2} – 10^{-1}$	10^{-4} - 10
Gravas	10^{-1} +	10 - 10^{-2}

Tabla 6.2 Tamaño de poros y conductividad hidráulica (Lee, 1996).

Suelo	Conductividad hidráulica (permeabilidad) K (cm/seg)	Capacidad de infiltración (mm/hora)
Arcillas	$<10 \times 10^{-9}$	0.25 a 2.5
Limos	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	2.5 a 8
Arenas finas	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	8 a 13
Arenas gruesas	1×10^{-5} a 1×10^{-2}	13 a 20
Gravas	$> 1 \times 10^{-2}$	20 a 30

En los materiales discontinuos, como los que se encuentran en las formaciones tropicales, el coeficiente de permeabilidad no es isotrópico, sino que varía de acuerdo con la orientación de las discontinuidades. La conductividad hidráulica (permeabilidad) es mayor en la dirección de los planos de depositación o de las discontinuidades que en los planos normales a ellas. El valor del coeficiente K varía de acuerdo con el tipo de roca o suelo, fracturación, espaciamiento, abertura y relleno de las juntas (Figura 6.29).

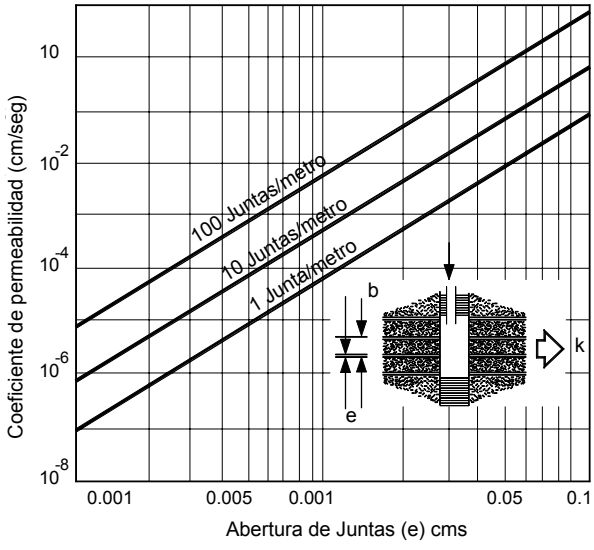


Figura 6.29 Efecto de la abertura y espaciamiento de las juntas sobre el coeficiente de permeabilidad K. (Hoek y Bray 1977).

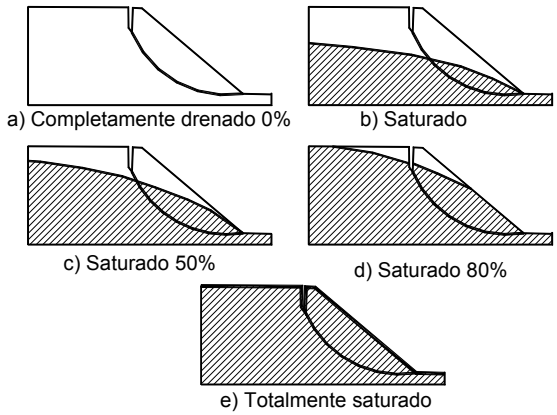


Figura 6.30 Saturación y niveles freáticos.

EL NIVEL FREÁTICO

La localización del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, lo cual equivale a que la presión neta en el sitio, es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel o los valores de presión negativa o de succión para el suelo por encima. En los taludes naturales de laderas, la línea de nivel freático general sigue una línea aproximadamente paralela a la superficie del terreno y ésta sube por el recargue debido a la infiltración. El agua subsuperficial puede dividirse entre zonas de presión de poros positiva y negativa.

Las presiones de poros positivas son superiores y las negativas son inferiores, a la presión atmosférica. La línea divisoria es el nivel freático donde la presión es igual a la presión atmosférica, lo cual se designa como presión cero.

Por debajo del nivel freático, el suelo se encuentra saturado, lo cual equivale a que el agua llena todos los poros de los suelos y todas las cavidades de los materiales infrayacentes (Figura 6.30). El agua existente en la zona de saturación se designa, por lo general, como agua freática y su superficie superior es el nivel freático. Cuando las circunstancias geológicas y topográficas son más complejas, podrá haber más de una zona de saturación y por consiguiente, más de un nivel freático en una localidad determinada.

La Localización del Nivel Freático

La configuración del nivel freático depende de la forma del relieve superficial, el cual se reproduce generalmente, con contornos menos abruptos y también depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Comúnmente, se aleja de la superficie del terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ésta en los valles, muy especialmente en los ríos y en los lagos.

La elevación del nivel freático de una localidad determinada depende de varios factores, tales como las fluctuaciones de las precipitaciones, caudales y fugas de los cuerpos de agua. El nivel de agua puede tener como base el pie del talud o puede estar suspendido por un manto impermeable dentro del talud. En el primer caso, las fallas a producirse serán preferentemente de pie, mientras en el segundo caso, fallas tienden a ser a mitad del talud.

Es usual que los períodos de sequía traigan abatimiento significativo del nivel freático, en tanto que se eleva, tras períodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser muy marcadas en los terrenos granulares permeables. El nivel de agua cambia con las lluvias y períodos secos, de forma muy marcada en las formaciones permeables y un poco menos fuerte, en las impermeables y se tiene un máximo y un mínimo cuya diferencia en algunos casos, puede ser hasta de más de un metro.

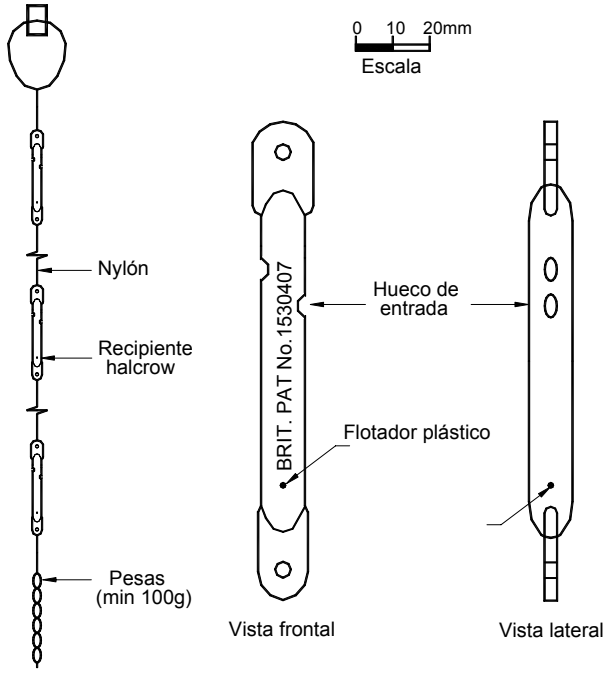


Figura 6.31 Equipo para detectar ascensos del nivel freático (Geotechnical Control Office, 1987).

Ascensos Rápidos del Nivel Freático

El nivel freático puede ascender bruscamente durante un evento lluvioso intenso y bajar nuevamente después de la lluvia. Para monitorear estos ascensos repentinos, se puede utilizar el sistema de recipientes plásticos conocido con el nombre de "Halcrow buckets" (Figura 6.31), el cual consiste en una serie de recipientes pequeños colgados de un hilo de pescar colocados dentro de una perforación. Al subir el nivel freático, los recipientes se llenan de agua, la cual permanece en los recipientes al bajar el nivel freático.

FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA

El agua infiltrada por las lluvias penetra en el suelo, en forma semivertical, hasta encontrar un manto de alta conductividad hidráulica (permeabilidad) que facilita la formación de una corriente, o uno semi-impermeable, que impide su paso y obliga a la formación de una corriente de agua paralela a la superficie de baja conductividad hidráulica (permeabilidad). Estas corrientes subterráneas pueden ser temporales o permanentes.

La determinación de las características del flujo del agua subterránea puede realizarse utilizando la teoría de flujo basado en la ley de Darcy. Existe una gran cantidad de soluciones gráficas, numéricas y software para la solución de los problemas de flujo de aguas subterráneas (Abramson y otros, 2002).

La Humedad Superficial

La humedad de la superficie del terreno define factores tales como los porcentajes de escorrentía e infiltración y en algunas ocasiones, el comportamiento de los taludes. En términos generales, los factores ambientales y físicos que determinan el comportamiento de la infiltración dependen en buena parte de los 40 centímetros de suelo más superficial (Bilz, 1995).

La humedad superficial está controlada por:

- Características topográficas de la pendiente de los taludes.
- Tipo de suelo.
- Características climáticas.
- Vegetación.

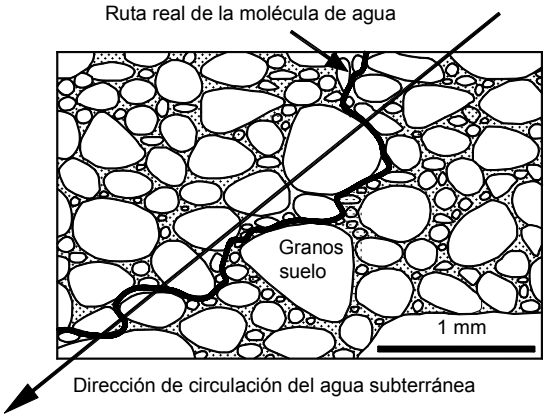


Figura 6.32 Dirección y recorrido del movimiento de agua a través de los poros de un suelo.

La humedad del suelo en la superficie del terreno puede determinar la posibilidad de agrietamiento de tensión en ciertos suelos areno-arcillosos y areno-limosos, muy susceptibles a los efectos de los cambios de humedad. Este fenómeno es común en los terraplenes de carreteras.

El Flujo Saturado

La infiltración unida a los fenómenos de transporte interno de agua produce un régimen de aguas subterráneas. La conducción interna del agua puede darse a través de una formación permeable o a través de juntas o fallas. El flujo de agua subterránea generalmente es muy lento y laminar; sin embargo, el flujo turbulento puede ocurrir dentro de conductos internos de gran tamaño o porosidades muy altas como es el caso de las cavernas en calizas o en gravas muy porosas. En el flujo laminar, el movimiento de agua junto a las partículas o paredes de los intersticios posiblemente es quieto por la atracción molecular. El agua, a cierta distancia de las paredes, tiene un patrón trenzado de acuerdo con las características de los vacíos (Figura 6.32).

Cuando la línea del nivel de agua está muy cerca de la superficie, ésta puede interceptarse con las corrientes superficiales, formándose una zona de flujo combinado. Esta situación es común en las depresiones en áreas de lutitas meteorizadas en la cordillera Oriental de Colombia, formándose una "semi-cuenca saturada" dentro de la cuenca general, la cual va creciendo durante el tiempo que dure la lluvia.

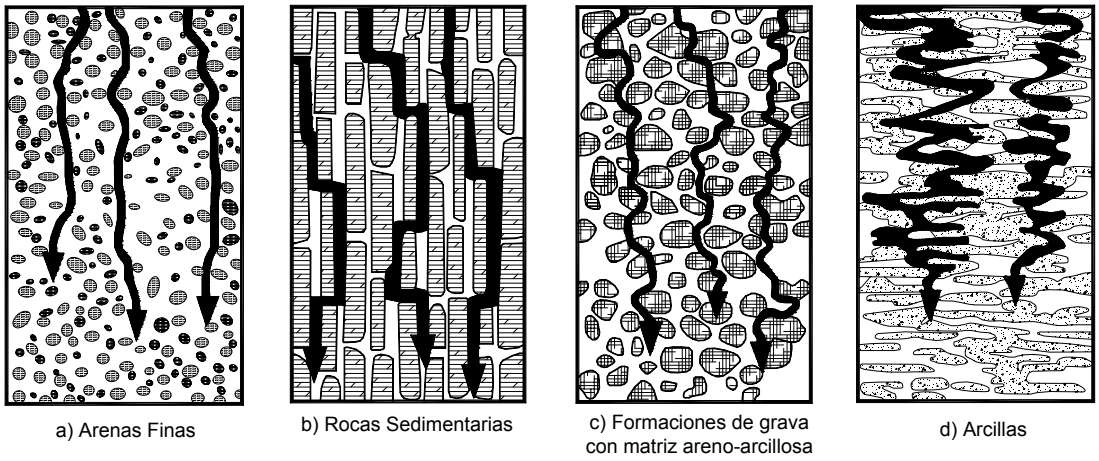


Figura 6.33 Flujo de agua en formaciones geológicas diferentes, (a) Arenas finas, (b) rocas sedimentarias, (c) Formaciones de gravas con matriz areno-arcillosa, (d) Arcillas (Buckman, 1990).

Comportamiento de las Formaciones Geológicas

Cada formación geológica posee características particulares que pueden facilitar la formación de acuíferos o corrientes concentradas de agua. El movimiento de agua es diferente en el suelo aluvial, en los materiales meteorizados o suelos residuales y en los macizos rocosos isotrópicos.

La conducción de las corrientes subterráneas puede ser a través de las discontinuidades y/o a través de los poros de una formación permeable. El tipo y forma u organización de las partículas o bloques, determina la continuidad de los poros (Figura 6.33). Algunas formaciones poseen partículas arcillosas que dificultan el flujo de agua, y otras, pueden poseer fracturas que lo hacen más fácil.

La localización de las fronteras impermeables o permeables juega un papel determinante en la definición de los mecanismos de flujo de agua y de presiones de poros. En la figura 6.34 se muestran esquemas generales de las distribuciones de presiones de agua para varias condiciones de frontera típicas (Vargas y otros, 1990).

Flujo de Agua en Rocas

Se pueden analizar diferentes tipos de flujo de agua en rocas: flujo intergranular y flujo a través de las fisuras. El flujo intergranular de agua ocurre por los poros entre los granos o las partículas que componen el suelo o la roca.

Este tipo de flujo se asemeja el concepto de Darcy del movimiento de agua a través de un medio homogéneo e isotrópico; sin embargo, en la práctica, la mayoría de los acuíferos exhiben un flujo combinado intergranular y a través de rutas preferenciales, debidas a fisuras o conductos dentro del manto del suelo.

El flujo de agua tiende a ser más rápido a lo largo de fisuras, conductos o juntas, especialmente en los suelos residuales. En las rocas, el flujo sigue comúnmente rutas preferenciales a través de las fisuras o sistemas de juntas. Dentro de una formación geológica, las fallas importantes tienen generalmente, un efecto muy grande en las características del sistema de aguas subterráneas, las cuales son controladas por las fracturas de las fallas y transportadas a grandes distancias en forma relativamente rápida. Es común que el agua subterránea se concentre en las fallas geológicas y de esta forma, los sitios de falla geológica son muy susceptibles a deslizamientos de tierra (Figura 6.35).

Flujo de Agua en Formaciones Aluviales

En el suelo aluvial ocurre flujo intergranular, el cual sigue aproximadamente las leyes de Darcy, de flujo a través de medios homogéneos. Sin embargo, la presencia de varios mantos con permeabilidades diferentes, dificulta en ocasiones, la modelación. Igualmente, la presencia de grandes bloques de roca, altera las condiciones del flujo.

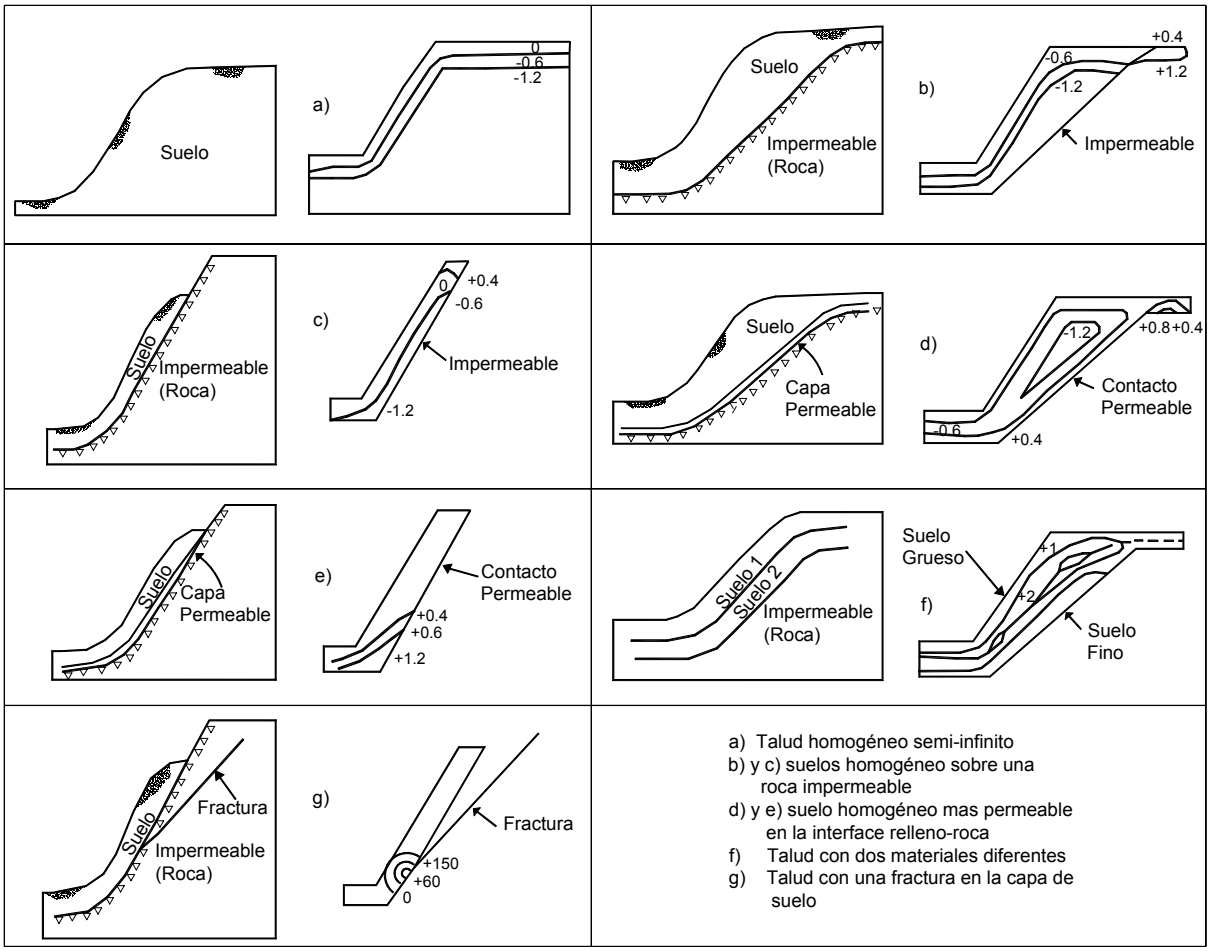


Figura 6.34 Distribución de presiones de agua para varias condiciones diferentes de fronteras impermeables y permeables (Vargas y otros, 1990).

Flujo de Agua en Rocas Volcánicas

Las rocas volcánicas pueden albergar también manantiales cuya porosidad , a veces, es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en éstos, principalmente, a través de grietas formadas al enfriarse las fracturas causadas por la deformación y en las soluciones de continuidad entre derrames lévicos sucesivos.

Flujo de Agua en Rocas Sedimentarias

En las lutitas, las corrientes están controladas generalmente, por pequeñas vetas de materiales permeables o por la capa de roca alterada del perfil de meteorización; en las intercalaciones de areniscas y lutitas, por los planos de estratificación; en las calizas, por los ductos de disolución; en los suelos volcánicos, por las discontinuidades que se formaron al enfriarse las lavas y en los suelos de origen igneo-metamórfico, por la interface entre la roca sana y la roca alterada del perfil de meteorización.

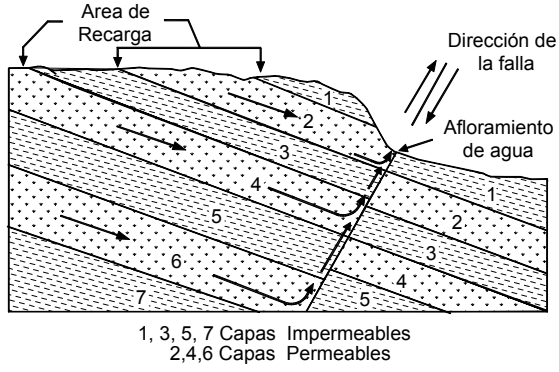


Figura 6.35 El agua subterránea se concentra en los sitios de falla geológica.

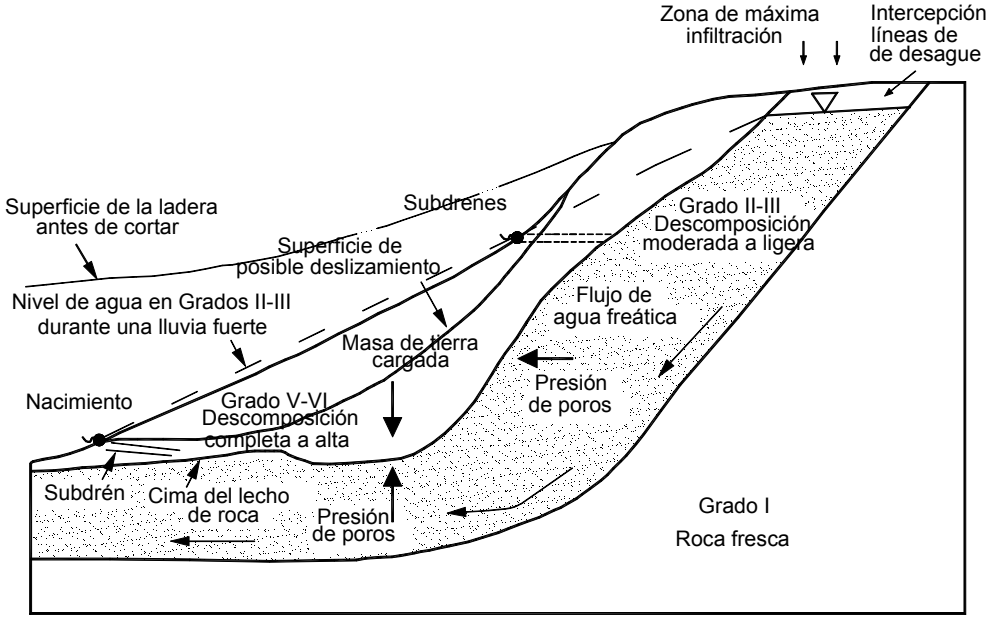


Figura 6.36 Modelo conceptual del flujo y de las presiones de poros en un talud de suelos residuales de granitos en Hong Kong (Jiao, 2000).

Flujo de Agua en Suelos Residuales

En los suelos residuales existe una relación del régimen de aguas subterráneas con la presencia de discontinuidades de tipo geológico y la permeabilidad diferencial de las zonas con diversos grados de meteorización. Los suelos de origen ígneo y metamórfico almacenan poca agua y en ellos, las corrientes de agua están relacionadas directamente con las lluvias. Es un caso común, en las formaciones residuales, que un talud posea capas de materiales permeables y casi impermeables donde se generan concentraciones de flujo sobre ciertos planos que pueden ser o llegar a ser, planos críticos de falla.

En la figura 6.36 se muestra un modelo conceptual para el flujo de agua en perfiles profundos de granitos meteorizados (Jiao, 2000). La conductividad hidráulica (permeabilidad) del perfil aumenta con la profundidad (Figura 6.37). El saprolito o roca meteorizada es más permeable que el suelo subsuperficial. Los suelos altamente descompuestos (Grados IV a VI) cerca de la superficie, son poco permeables y se comportan como un acuitardo, mientras los materiales menos meteorizados son más permeables (Grados II y III) y pueden comportarse como un acuífero confinado. Sin embargo, no deben analizarse como un acuífero confinado típico de la hidrogeología tradicional. Este seudoacuífero puede estar lleno parcialmente o estar seco en temporadas sin lluvias y puede convertirse en un acuífero confinado solamente en los eventos lluviosos de gran intensidad y duración (Jiao y otros, 2005).

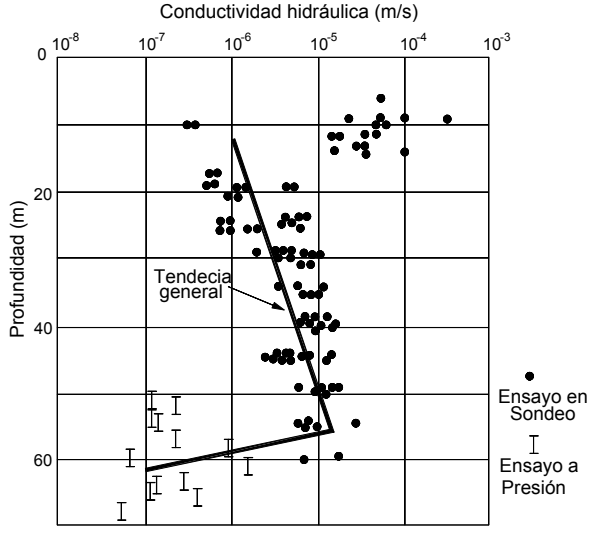


Figura 6.37 Conductividad hidráulica del perfil de un granito meteorizado (Davies, 1987).

En los suelos residuales de rocas sedimentarias, la presencia de capas permeables estratificadas producen un manto de agua dentro del estrato permeable sobre el suelo arcilloso, el cual origina presiones de tipo hidrodinámico que con el cambio del régimen de aguas por las lluvias y la infiltración, ocasionan disminuciones en las presiones efectivas y por ende, en la resistencia del suelo creándose una superficie de debilidad.

Flujo de Agua en Coluviones

Las formaciones acuíferas en los coluviones se forman generalmente, sobre el contacto coluvión - roca y es común que sobre esta superficie, se depositen materiales transportados por las corrientes de agua subterránea.

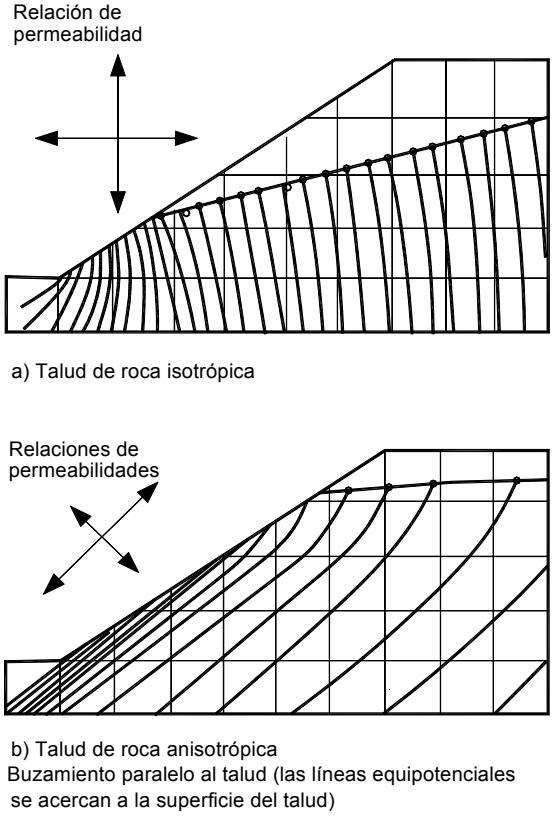


Figura 6.38 Líneas equipotenciales en rocas isotrópicas y anisotrópicas.

Características del Subdrenaje de un Talud

Las características de drenaje se refieren a la facilidad con que un talud puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje, se acostumbra calificarlas con los adjetivos: nulo, malo, medio y bueno. Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes, como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes (Figura 6.38).

En los suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas, las conductividad hidráulica (permeabilidad) tiende a ser grande y el subdrenaje bueno, pudiendo ocurrir que el nivel freático generado por una lluvia, desaparezca pocas horas después, lo cual dificultaría el estudio de estabilidad de un talud.

Los Acuíferos

Las unidades de suelo o roca que acumulan o transportan agua, son llamadas acuíferos. En un talud pueden existir varios tipos de acuíferos:

Acuíferos artesianos o confinados. Estos acuíferos acumulan agua a presión. El agua artesiana puede representar presiones de poros muy altas, las cuales pueden a su vez, generar deslizamientos de tierra (Figura 6.39).

Acuíferos permanentes no confinados. Acuíferos principales permanentes, en los cuales la superficie de la zona de saturación produce un flujo lateral de agua por acción de la gravedad. En los acuíferos, no confinados, se pueden presentar flujos paralelos a la superficie del talud (Figura 6.40).

Acuíferos colgados. Por encima del acuífero principal, pueden existir niveles de cambios de permeabilidad, en los cuales se presentan acuíferos colgados no permanentes que se desarrollan rápidamente como respuesta a una lluvia intensa, pero que a su vez, permiten la infiltración vertical que hace que ellos disminuyan de altura o desaparezcan rápidamente con el tiempo.

Este tipo de acuíferos colgados es muy importante en las formaciones de tipo volcánico, en los suelos aluviales o en las formaciones residuales de origen sedimentario, en los cuales aparecen

muchas capas superpuestas de materiales de diferentes permeabilidades. Los acuíferos colgados generan corrientes de agua hacia los taludes y estas corrientes producen un estado de presiones de poros que puede afectar en forma sensible, la estabilidad de un talud.

Formaciones acuíferas

Las formaciones acuíferas son comunes en los suelos aluviales, a lo largo de cauces actuales o en valles antiguos, así como en coluviones, en areniscas y calizas, por conductos y cavernas de disolución y en las rocas volcánicas donde el agua corre a través de grietas que se formaron al enfriarse las lavas.

Las areniscas y las rocas sedimentarias permeables, son formaciones acuíferas importantes, y presentan grandes flujos de agua especialmente, en la dirección de la estratificación.

Las calizas, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es significativa, puede dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc.

Las corrientes de agua están controladas en ocasiones, por las estratificaciones de areniscas y lutitas y en las lutitas, por pequeñas vetas de materiales permeables dentro del manto arcillloso. Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas pueden ser las menos abundantes en agua y la poca agua presente, procede de sus fracturas y de las zonas de falla donde se acumula el agua.

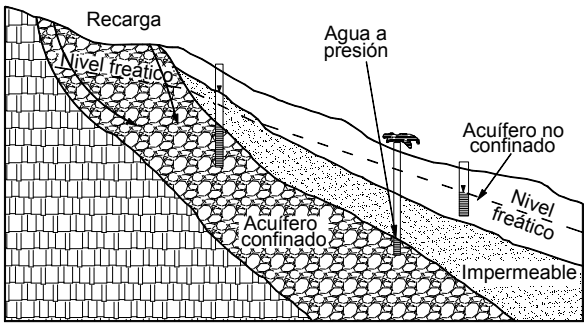


Figura 6.39 Acuíferos artesianos confinados y acuíferos no confinados en taludes.

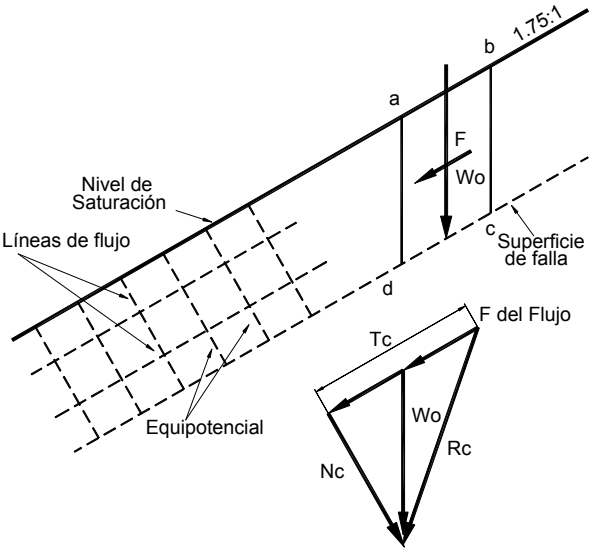


Figura 6.40 Condiciones de esfuerzos en un talud infinito con flujo de agua paralelo a la superficie del talud.

FLUJO NO SATURADO

Al infiltrarse el agua, se forma inicialmente, un frente húmedo que avanza aproximadamente paralelo a la superficie del terreno, a una velocidad que depende de la permeabilidad, del grado de saturación y de la porosidad del material (Figura 6.41). Este frente húmedo puede alcanzar una superficie crítica en pocas horas, dependiendo de la fracturación y el grado de meteorización.

Cuando las lluvias son muy intensas puede llegarse incluso, a la saturación completa del talud durante la lluvia.

Conceptos Básicos del Flujo en Suelos No-saturados

El flujo de agua a través del suelo no saturado se rige por la ley de Darcy (Ng y Shi, 1998). La principal diferencia entre el flujo de agua saturado y no saturado, es que en los suelos saturados se supone que el coeficiente de permeabilidad es constante, pero en los suelos no-saturados, el coeficiente de permeabilidad es una función del contenido de agua o de la presión de poros. Además, en los suelos saturados, la presión de poros es positiva y en los suelos no-saturados, es negativa.

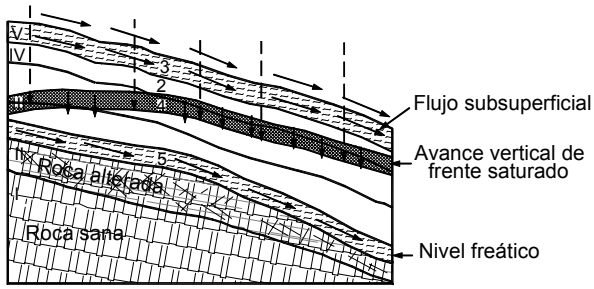


Figura 6.41 Diagrama del avance de un frente húmedo en materiales residuales.

La ecuación para el flujo de agua en dos direcciones, en un elemento de suelo no-saturado, es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial h}{\partial y}\right)+Q=\left(\frac{\partial \theta_w}{\partial \tau}\right)$$

Donde:
h = Cabeza hidráulica total.
k_x y k_y= Conductividad hidráulica (Permeabilidad) en los sentidos horizontal y vertical.
Q = Flujo aplicado en la frontera (intensidad de la lluvia).
θ_w = Contenido volumétrico de agua.

La ecuación muestra que la suma de cambio de ratas de flujo, más la infiltración es igual al cambio volumétrico de agua. Para el flujo saturado permanente, el término de la derecha es igual a cero.

La cantidad de agua que se acumula dentro del suelo depende de la presión de poros y las características de retención de humedad de la estructura del suelo (Figura 6.42). La pendiente de la curva en la figura representa la rata de agua tomada o soltada por el suelo como un resultado del cambio en la presión de poros (Ng y Shi 1998).

En el flujo no-saturado, la conductividad hidráulica (permeabilidad) depende del contenido de agua en el suelo o la succión matricial. Generalmente, se asume que el agua fluye a lo largo de una red de conductos interconectados. A medida que el contenido de agua aumenta, el número de conductos aumenta y se mejora la habilidad del suelo para conducir el agua. La conductividad hidráulica alcanza un valor máximo cuando el suelo se satura totalmente. Del mismo modo, al disminuir el contenido de agua, la capacidad del suelo para conducir agua disminuye y desaparece gradualmente. Como existe una relación entre el contenido de agua y la presión de poros, la conductividad hidráulica también es una función de la presión de poros, como se indica en la figura 6.43.

Para un elemento del suelo isotrópico no-saturado, un cambio en el contenido volumétrico de agua puede relacionarse con un cambio en la presión de poros, por medio de la expresión (Lam y otros, 1987):

$$\partial \theta_w = m_w \partial u_w$$

Donde:
u_w es la presión de poros.
m_w es una constante para un período de tiempo determinado. m_w es igual a la pendiente de la figura y puede ser determinada mediante ensayos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Como resultado, se obtiene la ecuación de flujo no saturado:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial h}{\partial y}\right)+Q=m_w$$

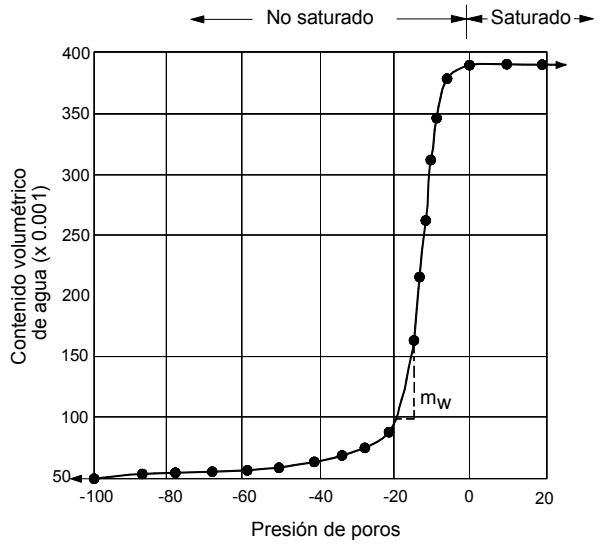


Figura 6.42 Contenido volumétrico de agua versus presión de poros (Ng y Shi, 1998).

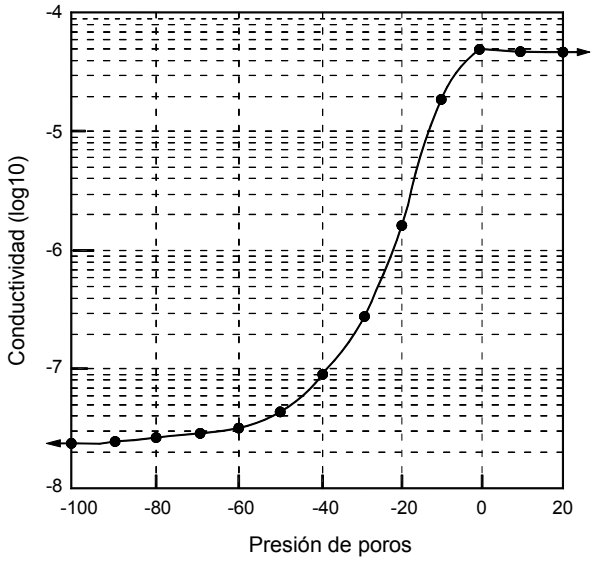


Figura 6.43 Conductividad versus presión de poros (Ng y Shi , 1998).

Avance del Frente Húmedo

Al infiltrarse el agua de escorrentía se forma inicialmente un frente húmedo que avanza en sentido vertical, el cual satura los suelos a su paso, eliminando la succión o cohesión aparente que producía el estado de no-saturación.

El frente húmedo avanza a una velocidad de:

$$v = \frac{k}{(1-S)_{nv}}$$

Donde:

k es la conductividad hidráulica (permeabilidad).

S el grado inicial de saturación y n la porosidad (Lumb-1975).

El frente húmedo desciende verticalmente, bajo la influencia de la fuerza de gravedad, aún después de terminada la lluvia, hasta que encuentre el nivel freático o un manto impermeable. La llegada de un frente húmedo produce un ascenso en el nivel freático.

El espesor del frente húmedo depende de la intensidad y duración de la lluvia, de la permeabilidad de los suelos; y es inversamente proporcional a la diferencia entre la humedad antes de la lluvia y la humedad de saturación.

Por lo tanto, en temporadas con muchos eventos lluviosos, los espesores del frente húmedo tienden a ser mayores. La relación entre la lluvia en taludes expuestos y el espesor del frente húmedo se puede determinar por la siguiente ecuación (Lumb, 1975):

$$h = \frac{k\tau}{n\left(S_f - S_o\right)}$$

Donde:

h = Espesor del frente húmedo.
k = Coeficiente de permeabilidad.
n = Porosidad.
S_f = Grado final de saturación.
S_o = Grado inicial de saturación.
t = Duración de la lluvia.

COMPORTAMIENTO DEL SUELO NO SATURADO

El sistema universalmente más utilizado para analizar el comportamiento hidrológico del suelo en su estado no saturado, es el enfoque del déficit de humedad en el suelo. Este concepto ha recibido mucha atención específicamente, en el modelamiento de la recarga de acuíferos esquematizado en la siguiente expresión (Geotechnical Control Office, 1984):

$$R_f = E_a + R_o + \Delta S$$

Donde:

R_f = Lluvia
E_a = Evapotranspiración
R_o = Escorrentía
ΔS = Cambio en el déficit en la humedad del suelo.

El parámetro más difícil de medir en la ecuación anterior es la evapotranspiración. Adicionalmente, el proceso de recarga depende del flujo en la zona no saturada, el cual está sujeto a histéresis. En un determinado intervalo de tiempo, el cambio en humedad o acumulación de agua es una función de $R_f - R_0 - E_p$, donde E_p es la evapotranspiración potencial del suelo con vegetación.

La facilidad de infiltración del agua de escorrentia es el factor que tiene la mayor influencia sobre el comportamiento del suelo no-saturado.

Factores que Afectan el Comportamiento de los Suelos No-saturados

El comportamiento de los suelos no saturados ha sido analizado por muchos autores y los elementos que afectan este comportamiento dependen de:

Características del sistema de lluvias. En las zonas áridas o secas, las presiones negativas asociadas con la humedad, alcanzan valores significativos y determinantes en la estabilidad de los taludes, mientras en las áreas de lluvias intensas permanentes, estas tensiones no son importantes para establecer la estabilidad de los taludes. Las cohesiones aparentes de los suelos, en épocas de lluvias, son diferentes en forma sustancial, a las de las épocas secas.

El tamaño, forma y distribución de los granos. Este factor fue analizado por Bilz (1995), quien presenta una serie de tablas de cohesión aparente, relacionada con las características de los granos. La altura del agua capilar en los suelos depende primordialmente del tamaño de los granos en los suelos granulares. Entre menor sea el tamaño de las partículas de suelo, mayor es la cabeza de saturación por capilaridad.

Teóricamente, entre mayor sea la altura capilar, la estabilidad aparente del talud es mayor, pero debe tenerse en cuenta que la infiltración del agua lluvia reduce rápidamente el valor de la presión negativa y esta componente que favorecía la estabilidad, puede desaparecer totalmente en un período de tiempo muy corto.

Las arenas finas y limos pueden poseer cohesiones aparentes de varias veces la cohesión de una arena media y una grava, como se indica en la tabla 6.3 y en las figuras 6.44 y 6.45.

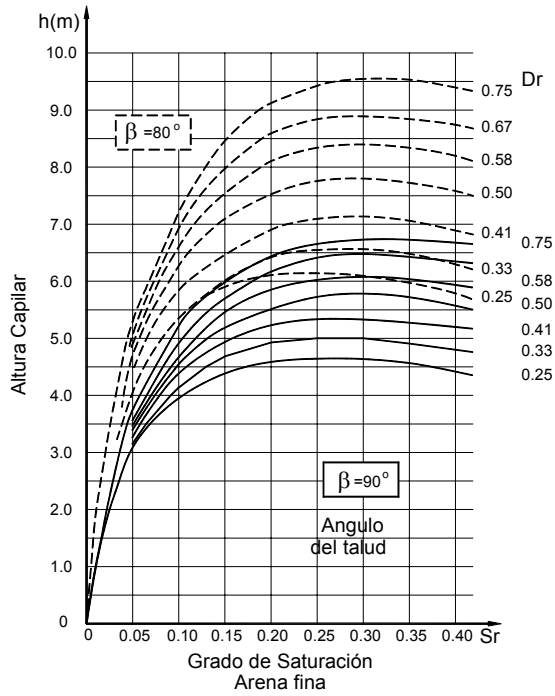


Figura 6.44 Altura capilar en arenas finas (Bilz, 1995).

Meteorización y tiempo. El efecto de la meteorización en la cohesión aparente, así como el lavado de finos por la infiltración, ha sido estudiado de forma sistemática por Vieweg (1991).

Temperatura, viento y factores climáticos.

Evapotranspiración, vegetación.

Densidad. Los suelos sueltos tienden a presentar cohesiones aparentes menores que los densos.

Tabla 6.3 Cohesión debida a fuerzas capilares (Bilz, 1995).

Densidad	Época	Cohesión aparente KN/m²		
		Arena fina	Arena Media	Arena Gruesa
Suelta	Seca	6.5	3.0	1.0
	Húmeda	8.5	5.5	4.5
Densa	Seca	8.5	4.0	2.0
	Húmeda	10.5	6.5	5.5

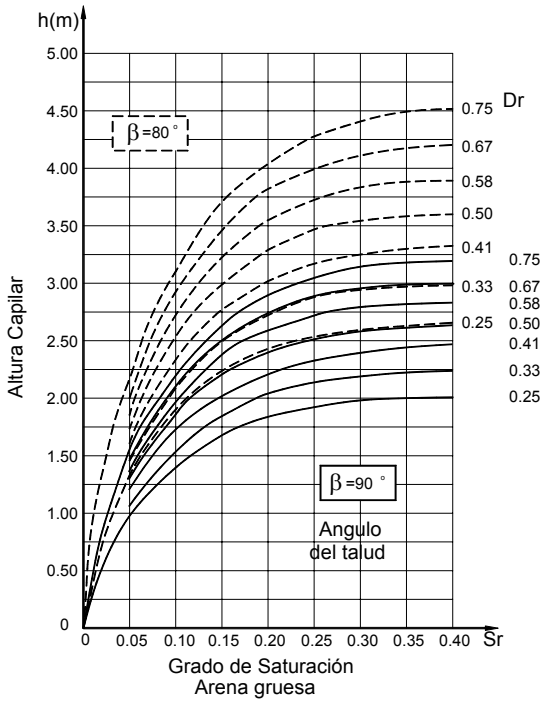


Figura 6.45 Altura capilar en arenas gruesas (Bilz, 1995).

Conductividad hidráulica (permeabilidad). Existen relaciones entre la permeabilidad del suelo y la presión de poros negativa. Es también importante anotar que la permeabilidad disminuye rápidamente, cuando la presión de poros es negativa.

Presiones de Poros Negativas

Las fuerzas resultantes de los efectos de tensión superficial son de tensión en el agua y generan presiones de poros negativas (menores que la presión atmosférica); esa tensión aumenta cuando el grado de saturación disminuye (Figura 6.46).

En la zona de saturación parcial, sobre la altura capilar del suelo, también existe agua vaporizada y la tensión de vapor disminuye cuando la temperatura disminuye.

La humedad en el perfil de un suelo residual cambia con el sistema de lluvias. En las temporadas secas las humedades son menores que en las épocas de lluvias. (Figura 6.47). Al ocurrir un evento lluvioso, los niveles de humedad y porcentaje de saturación, pueden ascender bruscamente al infiltrarse el agua y pasar un frente húmedo. Después de pasar el frente húmedo, las humedades disminuyen nuevamente. Estos ascensos y descensos de humedad modifican los valores de las tensiones negativas.

Al iniciarse un proceso de corte se produce una disminución brusca en la tensión capilar que produce una falla rápida progresiva. Esto es típico de los materiales granulares. En los suelos areno-arcillosos, la tensión capilar se mantiene constante y la falla se hace lenta.

El aumento del contenido de agua disminuye las tensiones capilares y además, aumenta el peso unitario del suelo, el cual puede producir un aumento de los esfuerzos de cortante (Figura 6.48). La saturación aumenta a su vez, la presión de poros (Figura 6.49).

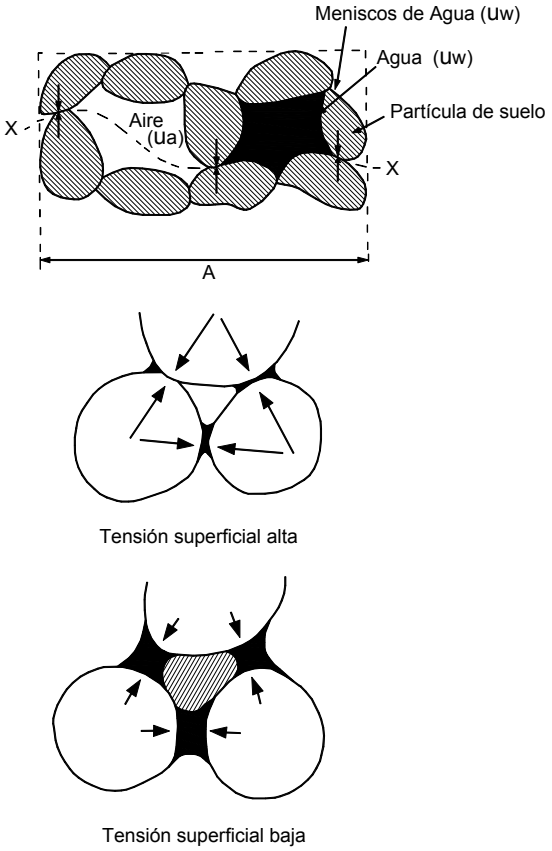


Figura 6.46 Esquema de las tensiones en suelos no-saturados. Al aumentar el porcentaje de saturación, las tensiones capilares tienden a disminuir.

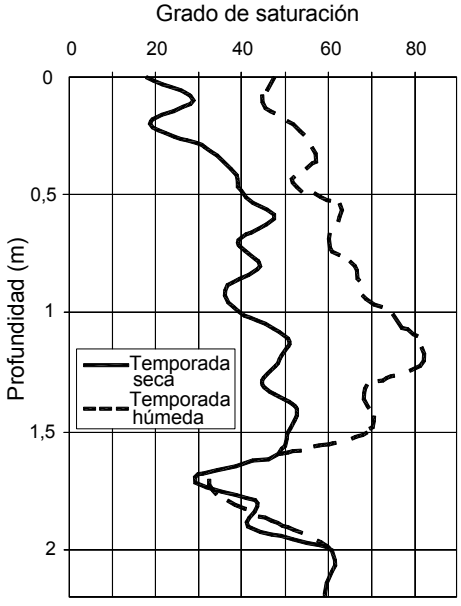


Figura 6.47 Grado de saturación en el perfil de un suelo residual en temporada seca y húmeda (Ahrendt y Zuquette, 2003).

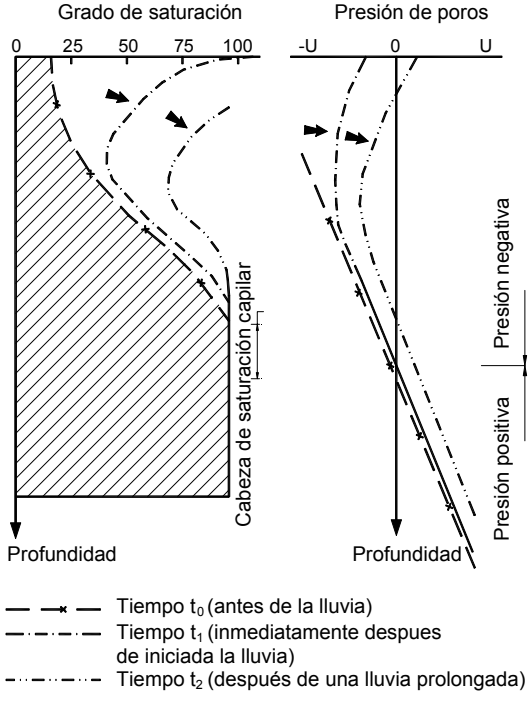


Figura 6.48 Cambios en el grado de saturación y la presión de poros por acción de la lluvia (Geotechnical control Office, 1984).

La cohesión aparente

Si el suelo se encuentra solamente húmedo, existen dentro del suelo resistencias aparentes debidas a las presiones de poros negativas, las cuales pueden producir un talud estable, pero si se produce saturación por infiltración, desaparecen, produciéndose la falla por disminución de las fuerzas resistentes.

Brand explica que el agua de infiltración en un suelo residual produce una reducción en la tensión capilar en el suelo no saturado, lo cual produce una disminución en la presión efectiva y por ende, en la resistencia al corte. En la mayoría de los casos, no existe nivel freático.

Para el estudio de este fenómeno, se han diseñado ensayos de carga constante, que incrementan la presión de poros desde un valor negativo y se ha encontrado que algunas arcillas fallan, sin necesidad de saturación, a un valor de humedad muy cercano a su límite plástico en ensayos de corte directo con carga constante.

La saturación afecta el componente de cohesión de acuerdo con los criterios actuales de la mecánica de suelos (Morgenstern y Matos, 1975), es decir, que la eliminación de la succión que ocurre a medida que avanza el tiempo de una lluvia, disminuye la cohesión en el volumen del material sujeto a la saturación temporal que produce el deslizamiento.

Este mecanismo explica la aparente contradicción entre la teoría y la práctica, en el sentido de que en la realidad los taludes más altos y verticales generalmente sufren, menos fallas que los taludes de pendiente mediana, debido a que éstos permiten una mayor infiltración del agua lluvia y poseen menores cohesiones aparentes.

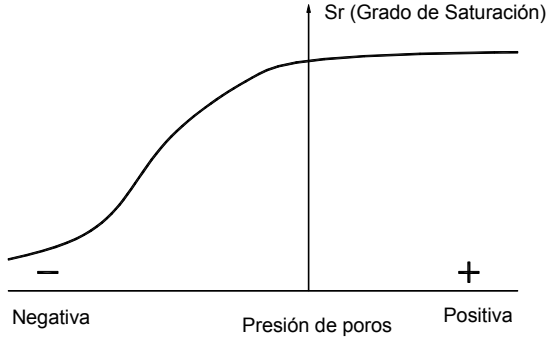


Figura 6.49 Efecto del grado de saturación sobre la presión de poros.

La Succión

La succión es un término muy utilizado para explicar el comportamiento de los suelos no saturados y la presencia de presiones de poros negativas. La succión según Freedlund (1995), está compuesta de dos elementos básicos: la succión matricial y la succión osmótica. La suma de los dos componentes se llama succión total.

La succión matricial se define como la diferencia entre la presión del aire y la presión de poros, y la succión osmótica depende de las características químicas del fluido en los poros. La succión o tensión capilar disminuye al aumentar el espesor de la película de agua, alrededor de las partículas de suelo (Figura 6.50).

La medición de la succión puede realizarse de varias formas: la medición de la succión matricial, equivalente a la energía requerida para mover una molécula de agua dentro de la matriz del suelo y la succión total, que es la energía requerida para mover una partícula de agua desde el suelo a un estado de vapor.

En un material granular libre de sales, la succión total y la succión matricial son iguales, en cambio si aparecen sales disueltas, la succión osmótica puede alcanzar valores significativos.

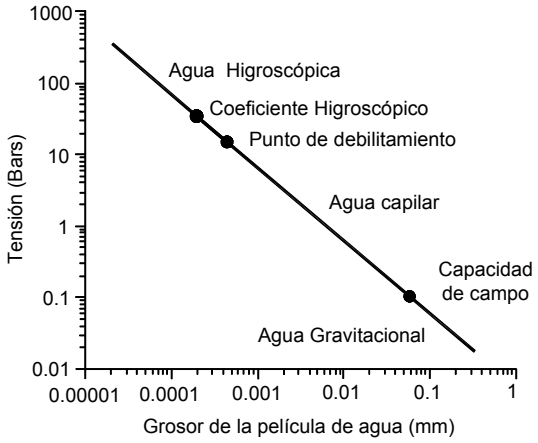


Figura 6.50 La succión o tensión capilar disminuye al aumentar el espesor de la película de agua alrededor de las partículas de suelo (Pidwirny, 2006).

La succión puede medirse utilizando diferentes sistemas (Ridley y Wray, 1995):

Psicómetro. El psicómetro es un instrumento que mide la humedad. En su forma más simple, consiste de un termómetro que tiene un bulbo húmedo desde el cual, la evaporación hacia el aire adyacente, reduce la temperatura del bulbo a un valor menor de la temperatura ambiente.

Cuando la evaporación termina y se alcanza equilibrio con el vapor del ambiente, la temperatura es comparada con un bulbo seco colocado en el mismo ambiente.

La diferencia entre la temperatura del bulbo seco y la temperatura del bulbo húmedo, está relacionada con la humedad relativa.

En la actualidad existen equipos eléctricos que permiten medir la succión utilizando el criterio general indicado.

El Papel de Filtro. El contenido de humedad de un material absorbente, tal como un papel de filtro, se relaciona con la succión de una manera similar a las características de la curva de humedad de un suelo.

Este sistema requiere de una calibración que permita definir la succión relacionándola con la humedad del papel de filtro.

Bloques Porosos. La resistencia eléctrica de un material absorbente cambia con la humedad absorbida; de esta forma, se puede medir la succión de un suelo.

Sensores de conductividad térmica. El sensor consiste de un bloque poroso de cerámica, dentro del cual hay un pequeño elemento sensible a la temperatura y un calentador miniatura.

Placas de succión y placas de presión. Consiste en un filtro poroso de cerámica que separa la muestra de suelo de un recipiente de agua y un manómetro de mercurio.

Tensiómetro. El tensiómetro mide la presión negativa absoluta de una manera similar a las placas de succión, pero es principalmente utilizado en el campo (Figura 6.51).

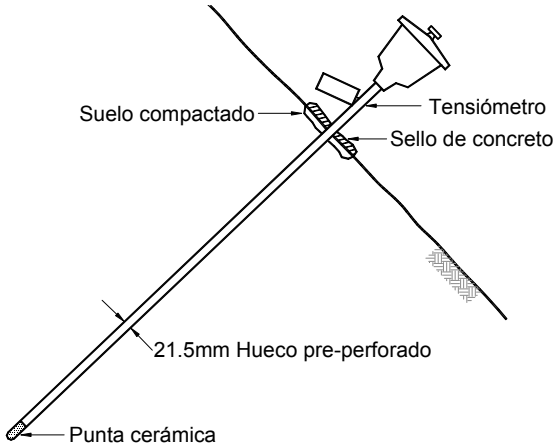


Figura 6.51 Instalación de un tensiómetro (Geotechnical Control Office 1984).

COMPORTAMIENTO DE LOS TALUDES A LA ACCION DEL AGUA

Comportamiento de los Suelos Arcillosos Blandos

En los suelos arcillosos blandos, al ascender el nivel freático el suelo trata de fluir a lo largo de la superficie de falla (Figura 6.52). El comportamiento es viscoso y puede modelarse utilizando un modelo Bingham. Cuando el factor de seguridad para falla a lo largo del contacto con la roca es superior a 1.2, se genera una reptación incipiente con un ligero desplazamiento sobre la superficie de falla.

Al disminuir el factor de seguridad, se forma una zona de flujo plástico, la cual va aumentando de espesor para finalmente, comportarse como un flujo viscoso (Modelo Bingham).

Comportamiento de los Flujos de Residuos e Hiperconcentrados

Los flujos de residuos y los flujos hiperconcentrados se rigen por principios de la hidráulica de fluidos viscosos, en los cuales los factores determinantes son el porcentaje de sólidos o de carga de sedimentos, la densidad y el tipo de flujo (Tabla 6.4).

Aunque se generan fuerzas de fricción similares a las de los deslizamientos a traslación, la viscosidad controla su comportamiento.

En los flujos hiperconcentrados el flujo puede modelarse como Newtoniano (modelo de Manning) con un coeficiente de rugosidad "*n*" de acuerdo al con el porcentaje y tipo de carga sólida. En los flujos de residuos, el comportamiento es viscoplástico (modelo de Bingham).

Comportamiento de Coluviones de Gran Magnitud y Espesor

La hidrogeología de los coluviones de gran magnitud, puede ser muy compleja, debido a la anisotropía en pequeña escala y a la heterogeneidad a gran escala en la permeabilidad de los materiales intactos y fisurados (Corominas y otros, 1999; Malet y otros, 2005).

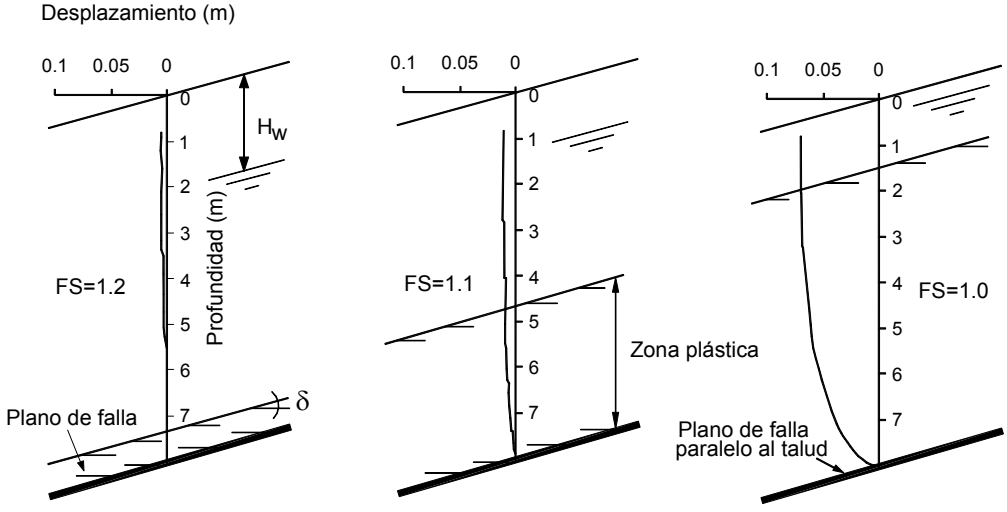


Figura 6.52 Esquema de la iniciación de la falla en un suelo arcilloso blando (Picarelli y otros, 2004).

Tabla 6.4 Características de los flujos hiperconcentrados (Ahmad y Baban, 2004).

Tipo de flujo	Flujo de agua	Flujo Hiperconcentrado (De residuos o de lodo)	Flujo de residuos (“Debris flow”)
Carga de sedimentos (% en peso)	1 - 40	40 - 70	70 - 90
Densidad (“bulk”) Mg/m^3	1.01 - 1.3	1.3 - 1.8	> 2.0
Resistencia al cortante N/m^2	< 10	10 - 20	> 20
Tipo de fluído	Newtoniano	Aproximadamente Newtoniano	Visco-Plástico (Bingham)
Depósitos	Clasificados, estratificados	Pobremente clasificados y muy poco estratificados	Diques y montículos de material no clasificado, con grandes bloques sobre los montículos y en la cara de los diques.

Como consecuencia, los grandes deslizamientos muestran una respuesta errática y compleja a las lluvias. Mientras los deslizamientos poco profundos en suelos permeables son activados por lluvias intensas de duración relativamente corta, los deslizamientos profundos, en los suelos arcillosos, son más sensitivos a los eventos de larga duración e intensidad moderada (Crosta, 2004). Bonnard y Noverraz (2001), encontraron que los deslizamientos profundos son afectados por la variación anual de lluvias que dura varios años.

Durante los movimientos, se forman zonas de compresión y zonas de tensión. En las zonas de tensión se desarrollan fisuras, las cuales facilitan la infiltración y el drenaje rápidos (Noverraz y otros., 1998; Corominas, 2000; Malet y otros., 2005). En las zonas de compresión se producen presiones de poros en exceso, como resultado de los esfuerzos en condiciones no-drenadas (Bonnard y otros, 1995.

Baum y Fleming, 1996; Caron y otros, 1996). Al pararse el movimiento, se puede producir consolidación y recuperación de la resistencia con lo cual, disminuyen las posibilidades de reactivación (Nieuwenhuis, 1991; Angeli y otros, 2004).

Se acostumbra modelar los grandes coluviones utilizando teorías de flujo viscoso, de acuerdo con la Ley de Bingham (Van Asch y otros, 2007).

$$\frac{dv}{dz} = \frac{1}{\eta}\left(\tau - \tau_o\right)$$

$$\tau_o = \left(\sigma - u\right)\tan\phi_\gamma^{'}$$

Donde:

ν = velocidad en m/s.
z = profundidad.
η = viscosidad dinámica (kPa-s).
τ = esfuerzo de cortante (kPa)
σ = presión total normal (kPa).
u = presión de poros (kPa).
ϕ_r= ángulo de fricción residual (La cohesión residual se supone que es cero).

Los coluviones de gran magnitud, poseen velocidades lentas a extremadamente lentas, de acuerdo con los parámetros de viscosidad del material de suelo. Los parámetros de viscosidad en el campo son muy superiores a los obtenidos en el laboratorio en el ensayo de corte de anillo. Esto se debe a que cuando la masa se mueve sobre una superficie o por efecto del flujo convergente, se observa una viscosidad aparentemente alta.

Zhang y otros (2006) explican la reactivación de un deslizamiento de gran magnitud, como un proceso de cargue y descargue de presión de poros por los cambios climáticos a lo largo de los años. En este proceso, se disminuye o se aumenta la resistencia al cortante. Los cambios rápidos en presiones totales pueden generar condiciones parcialmente no-drenadas. Esto hace difícil poder predecir los movimientos.

Los movimientos pueden analizarse mejor utilizando los resultados de deformaciones en inclinómetros y su relación con la variación de las presiones de agua en piezómetros.

Comportamiento de Presas de Tierra

Las presas son construidas de tierra o roca colocadas sobre una cimentación de suelo o roca. Ambas, el terraplén y la fundación pueden ser susceptibles a la inestabilidad de los taludes, así como de la erosión interna y externa. La construcción del relleno involucra la colocación y compactación de materiales no saturados. El relleno debe tener una succión de poros o presión negativa y unas características de resistencia para proveer una capacidad suficiente para soportar las máquinas que están construyendo el relleno.

Al agregar agua, la succión cambia. El grado de saturación del relleno cambia durante la construcción y operación de la presa. Una lluvia puede disminuir drásticamente la succión y de esta forma, disminuir la resistencia. En la primera llenada de la presa, el espaldón, aguas arriba, es sumergido y se produce una corriente de agua o de humedad hacia aguas abajo, dentro del relleno y al desembalsarse rápidamente, se producen presiones que pueden generar fallas de los taludes.

Estabilidad durante el llenado

El primer llenado de la presa es un tiempo crítico para la seguridad de los taludes. Pueden aparecer problemas, debido a varios factores:

- Resistencia al cortante, presión de poros en la estabilidad de taludes.
- Fractura hidráulica, erosión interna y tubificación.

Al llenar el embalse, la presión de poros aumenta, desaparecen las presiones negativas y el factor de seguridad disminuye.

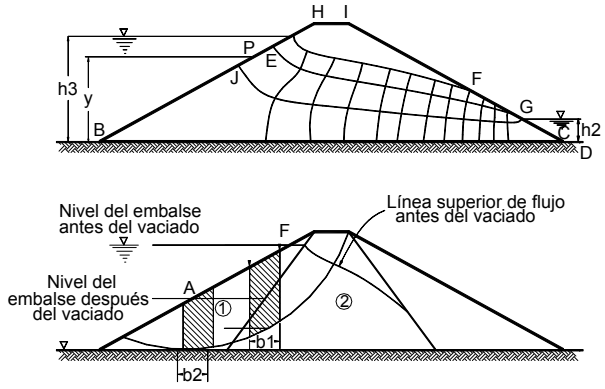


Figura 6.53 Niveles de agua en presas de tierra.

Desembalse y abatimiento rápido

El abatimiento rápido o disminución repentina del nivel de agua puede producir la falla de un talud. Este abatimiento ocurre, por ejemplo, en las riberas de los ríos después de una avenida o al bajar el nivel de embalse de una presa. Las fallas por desembalse rápido ocurren generalmente en los taludes de materiales arcillosos, en los cuales la presión de poros no ha tenido suficiente tiempo para disiparse y por lo tanto, se reduce la resistencia al cortante en forma rápida.

El agua en un río, lago o represa, actúa en cierto grado como una presión de estabilización contra la pared del talud y en el caso de que sea removida repentinamente, se generan fuerzas actuantes importantes y al mismo tiempo se disminuye la resistencia al cortante.

Para el análisis de los efectos del vaciado rápido deben distinguirse dos tipos de material diferente:

Limos y arcillas. En estos materiales, los cambios de esfuerzos cortantes producidos por el vaciado inducen presiones de poros.

Materiales granulares gruesos. En estos materiales, la conductividad hidráulica (permeabilidad) alta impide que los cambios de esfuerzo cortante induzcan presiones de poros transitorias.

En la figura 6.53 se muestra una metodología de análisis para los efectos de vaciado rápido (Marsal, 1975). En el análisis de la Dovela A, se debe asumir una presión de poros debida a la altura h_3,

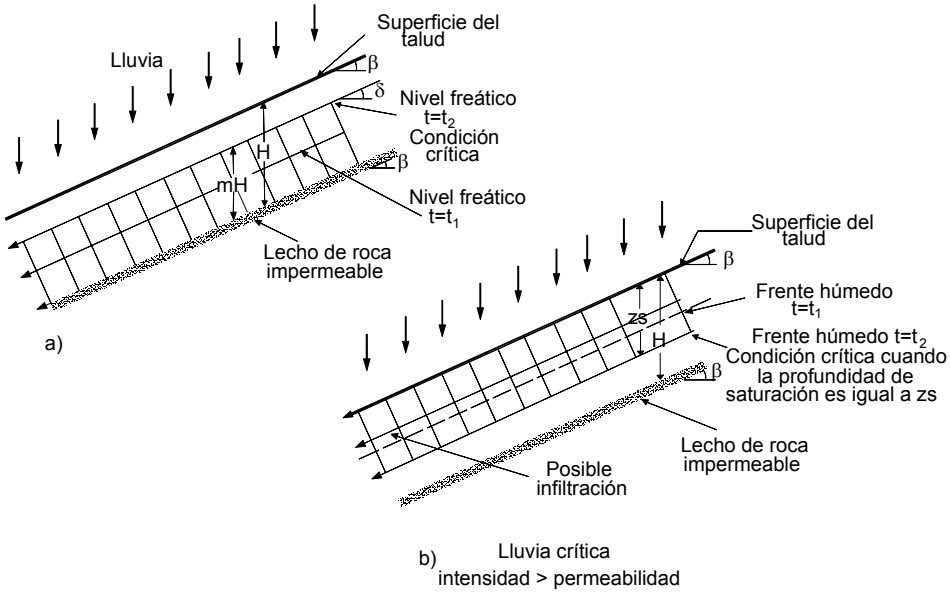


Figura 6.54 Mecanismos de saturación e inestabilización (Crosta, 1998).

debido a que el núcleo de arcilla no permite el drenaje rápido. En la Dovela F, el análisis depende de la conductividad hidráulica (permeabilidad) del material. Si el material es muy permeable, no se presenta presión de poros, pero si el material presenta una conductividad hidráulica (permeabilidad) baja a media, se requiere tener en cuenta la presión debida al desembalse rápido.

Desborde

Es relativamente común el desborde de una presa en el momento de una lluvia intensa, si los elementos hidráulicos no fueron diseñados correctamente o no se tenía información precisa sobre las lluvias máximas. El mecanismo de falla, en este caso, es combinado entre saturación por infiltración en los taludes, aguas abajo, de la presa y erosión superficial. El desborde por la presencia de olas es especialmente importante en los diques de protección y sobre el tema se han realizado investigaciones muy completas en los países bajos. El agua que pasa por encima del dique se infiltra y produce humedecimiento. Este problema es grave especialmente, en los diques de arena que pueden saturarse rápidamente, en períodos cortos de tiempo. En ocasiones, se coloca una cobertura de arcilla para minimizar la infiltración, pero la meteorización y el agrietamiento de esta arcilla, pueden minimizar su efecto.

Colapso por saturación

Los rellenos compactados en estado seco a densidades bajas o materiales no compactados, sufren una reducción drástica en el volumen, cuando se aumenta el contenido de agua (Fry y otros, 1995). Este fenómeno se denomina "asentamiento por colapso", porque se asocia al colapso de la estructura del suelo. El fenómeno no puede ser explicado por una estricta aplicación de esfuerzos efectivos, aunque, la eliminación de las presiones negativas juega un papel muy importante en el fenómeno del colapso.

Fallas por erosión

Las fallas por erosión en presas de tierra, son comunes tanto en los embalses en los cuales se produce oleaje, como en los diques laterales de protección de riveras, donde la velocidad del agua en la corriente puede ser superior a la velocidad máxima que resiste un suelo sin producirse erosión.

La tubificación

La tubificación o erosión interna por flujo de agua puede generar cavernas o zonas internas de debilidad, que pueden producir fallas catastróficas. El potencial de tubificación depende del gradiente hidráulico del flujo de agua subterránea y es causado por la diferencia de altura de agua entre aguas arriba y abajo de la presa.

ACTIVACIÓN DE DESLIZAMIENTOS POR LLUVIAS

El proceso de saturación y ascenso del nivel freático pueden determinar el mecanismo de falla de un talud por efecto de la lluvia. El agua infiltrada puede inestabilizar el talud de dos formas diferentes:

Eliminación de tensiones negativas. Al avanzar el frente húmedo por efecto de la infiltración, se eliminan las tensiones negativas y la cohesión aparente.

Ascenso del nivel freático. El aporte de agua puede producir un ascenso del nivel freático y de la presión de poros y de esta forma, disminuir la resistencia del suelo.

La eliminación de tensiones negativas ocurre de arriba hacia abajo y alcanza una determinada profundidad dependiendo de la intensidad y duración de las lluvias, de la conductividad hidráulica (permeabilidad) y de la profundidad del perfil permeable. El ascenso del nivel freático a su vez, ocurre de abajo hacia arriba (Figura 6.54).

La activación de un deslizamiento puede depender no solo de la cantidad total de lluvia, sino también, de la duración y de la intensidad de la lluvia y del régimen de los periodos lluviosos. En la figura 6.55 se muestra un ejemplo del proceso de inestabilización por saturación.

Activación de deslizamientos en macizos de roca

En los macizos de roca fracturada se pueden activar deslizamientos por el flujo de agua a lo largo de las fracturas como se muestra en la figura 6.56. La saturación de la fractura genera una pérdida de resistencia por la eliminación de la succión en el material de relleno o en la junta propiamente dicha.

Al saturarse las fracturas, se produce un aumento fuerte de la presión de poros trayendo como resultado una disminución en el factor de seguridad. Conjuntamente puede ocurrir lavado de los cementantes y erosión, debida al flujo de agua y a los procesos de expansión del relleno arcilloso de la junta, al aumentar la humedad.

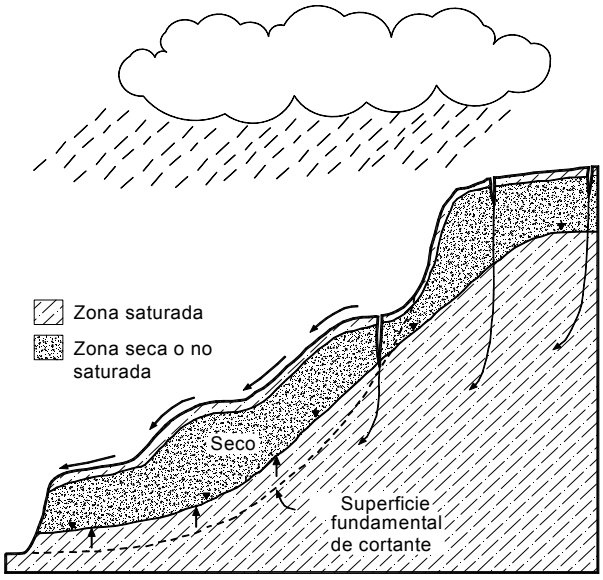


Figura 6.55 Diagrama conceptual del proceso de saturación en el deslizamiento de La Conchita en 2005 (Jibson, 2006).

Secuencia Hidrológica del Proceso de Inestabilización

Generalmente las investigaciones muestran una secuencia hidrológica para la activación de los deslizamientos, así (Dhakal y Siddle, 2004):

- ***Una lluvia acumulada anterior.*** Esta lluvia genera las condiciones propias de humedad para propiciar la formación de niveles de agua colgados en sitios inestables.

- ***Un período prolongado de lluvia.*** La lluvia en las últimas 24 horas, o menos, aumenta las presiones de poros y asciende los niveles freáticos (Figura 6.57).

- ***Un evento de alta intensidad***. Se aumenta, de forma rápida, la saturación del perfil y un incremento brusco de la presión de poros, lo cual activa los deslizamientos.

Sin embargo, en los perfiles de suelos permeables poco profundos, se pueden obviar las dos primeras etapas y los deslizamientos pueden activarse por un evento de gran intensidad, sin que exista lluvia antecedente o acumulada.

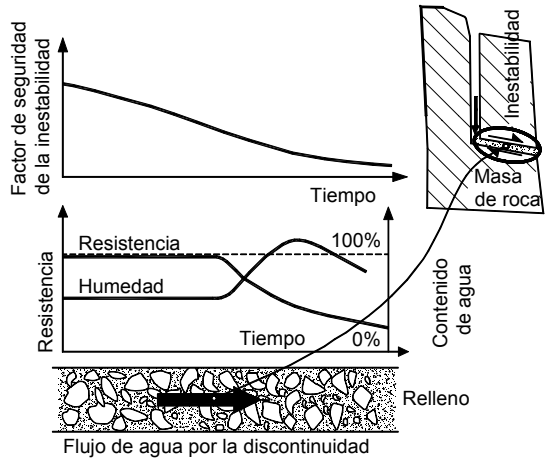


Figura 6.56 Al pasar el flujo de agua a lo largo de las fracturas, se produce inicialmente una pérdida de resistencia por la eliminación de la succión y posteriormente, la generación de presión de poros (Jaboyedoff y otros, 2004).

Existe un valor crítico de lluvia que activa un deslizamiento pero su cuantificación previa es muy difícil. Generalmente, los valores por encima del promedio de lluvias, son los que generan la mayoría de los problemas. Entre más lenta sea la lluvia, habrá más volumen de infiltración y menos escorrentía. La proporción escorrentía-infiltración depende de la intensidad de la lluvia, la pendiente, la cobertura vegetal y la conductividad hidráulica (permeabilidad) del suelo subsuperficial.

En las zonas de pluviosidad moderada, en suelos arcillosos, las lluvias lentas pueden producir el mayor número de deslizamientos. Por el contrario, en los materiales de alta permeabilidad, las lluvias intensas son las que activan mayor cantidad de deslizamientos.

Se han realizado una gran cantidad de trabajos de investigación sobre la activación de deslizamientos por acción de las lluvias; sin embargo, las conclusiones muestran resultados muy diversos y ocasionalmente contradictorios, debido a la complejidad de los fenómenos y a la diversidad de los factores involucrados.

Los análisis incluyen desde análisis empíricos hasta metodologías complejas, incluyendo los programas de software.

Modelos Utilizados para la Predicción de Deslizamientos Activados por Lluvias

La predicción de deslizamientos puede definirse de varias formas:

Modelos físicos-conceptuales. Son modelos basados en los procesos de lluvias e infiltración y la generación de presiones de poros. Estos modelos utilizan generalmente el modelo de estabilidad de talud infinito conjuntamente con los modelos de infiltración (Wu y Sidle, 1995; Iverson, 2000). Por medio de modelos matemáticos y utilizando programas de software, se puede predecir la intensidad de la lluvia, el tiempo y la localización de los deslizamientos.

Para su elaboración se requiere información hidrológica, litológica, morfológica y las características de los suelos que controlan la activación de los deslizamientos. Esta información es difícil y costosa de adquirir para áreas muy extensas.

Los modelos pueden calibrarse con eventos específicos. Los modelos físicos-conceptuales son eficientes para predecir deslizamientos subsuperficiales (poco profundos), pero son menos eficientes para deslizamientos profundos.

Algunos autores han relacionado las condiciones de humedad y la activación de deslizamientos con la lluvia antecedente día a día (Crozier y Eyles 1980, Crozier 1999, Glade y otros 2000); sin embargo, estos modelos físicos-conceptuales han sido difíciles de implementar para los sistemas de alerta o alarma (Wieczorek y Glade, 2005).

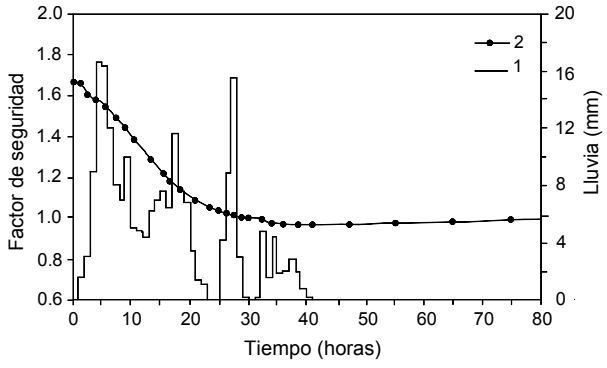


Figura 6.57 Modelación por elementos finitos de la disminución del factor de seguridad durante un evento lluvioso (Tofani y otros, 2005).

Modelos empíricos. Son modelos basados en datos históricos y estadísticos de lluvias y deslizamientos. Algunos de estos modelos están basados en una gran cantidad de información estadística, y otros, en información limitada sin un criterio matemático riguroso.

Generalmente, relacionan intensidad y duración de la lluvia, pero en algunos modelos empírico-estadísticos, han incorporado matrices para relacionar la activación de los deslizamientos con lluvias antecedentes y acumuladas. Algunos de los modelos presentan inconsistencias y desacuerdos en las variables lo cual las hace difíciles de comparar.

Factores Climáticos Litológicos y Morfológicos

La complejidad y dificultad para correlacionar las lluvias y los deslizamientos radica principalmente en que se ha intentado correlacionar los deslizamientos solamente con la lluvia, sin tener en cuenta otros factores como la litología, el perfil de meteorización, la forma del terreno, la conductividad hidráulica (permeabilidad) de los suelos, la localización inicial del nivel freático, entre otros factores adicionales (Rahardjo y otros, 2007).

Por ejemplo, el efecto de la lluvia antecedente depende principalmente de la conductividad hidráulica (permeabilidad) y la profundidad del perfil de meteorización (Figuras 6.58 y 6.59).

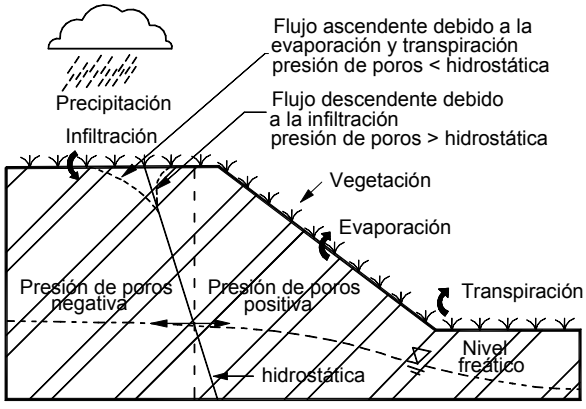


Figura 6.58 Representación esquemática de la influencia de los factores climáticos sobre las condiciones de presión de agua en el suelo (Rahardjo y otros, 2007).

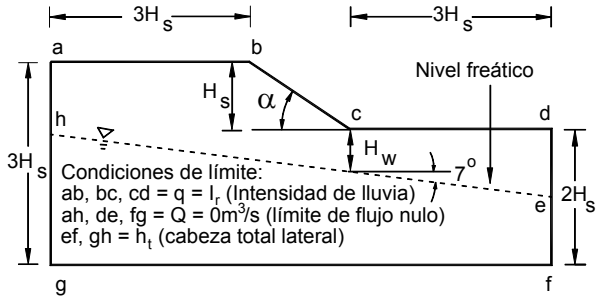


Figura 6.59 Diagrama sencillo de los factores geométricos que afectan la estabilidad de un talud de suelo homogéneo (Rahardjo y otros, 2007).

Dentro de los factores litológicos y morfológicos se deben tener en cuenta:

- *La conductividad hidráulica (permeabilidad).* El tiempo que se requiere para que una lluvia produzca un deslizamiento es mayor en los suelos arcillosos que en los suelos arenosos (Alonso, y otros, 1995) debido a las diferencias de infiltración. Este tiempo es inversamente proporcional a la permeabilidad para valores constantes de los demás parámetros. De acuerdo con Rahardjo y otros (2007), cuando el coeficiente de permeabilidad saturado es menor de $ks=10^{-6}$ m/s afecta muy poco la intensidad de la lluvia y por el contrario, suelos con el coeficiente de permeabilidad mayor de 10^{-4} o 10^{-5} m/s, se afectan de forma significativa por la intensidad de la precipitación; sin embargo, al cesar la lluvia, los suelos más permeables se recuperan más rápidamente que los suelos arcillosos. Los suelos con permeabilidad inferior a $ks<10^{-6}$ m/s son seguros para lluvias individuales de gran intensidad, pero de corta duración. Las lluvias de corta duración son las de menos de un día o 24 horas (Brand 1992); no obstante, las lluvias son parte de un período de varios días y en suelos arcillosos, la lluvia acumulada de varias semanas, es determinante para la activación de deslizamientos.

- *El espesor del perfil permeable.* A mayor profundidad del perfil, la respuesta es más rápida. Por ejemplo, en perfiles de rocas ígneas ácidas y en perfiles poco profundos, el efecto de la lluvia acumulada es menor que en perfiles más profundos.

La mayoría de los deslizamientos en los suelos tropicales con perfiles profundos de meteorización, están relacionados con períodos largos de lluvias y no con las lluvias individuales de gran intensidad y corta duración (Rahardjo y otros, (2007).

- *La pendiente y altura de los taludes.* A menor pendiente superficial, la infiltración es mayor; sin embargo, a mayores pendientes aunque la infiltración es menor, la profundidad del perfil permeable es generalmente mayor y se presenta un efecto combinado de los dos factores. Los taludes más altos fallan con más frecuencia que los de pendiente moderada en el momento de lluvias de gran intensidad, factor que se atribuye a la disminución de las tensiones negativas, aunque en los taludes de menor altura y pendiente, el ascenso del nivel freático es mayor (Rahardjo y otros, 2007). En términos generales, la pendiente y la altura de los taludes es secundaria en los deslizamientos activados por las lluvias.
/
- *La localización del nivel freático inicial.* Entre menos profundo se encuentre el nivel freático inicial, la posibilidad de saturación total del perfil permeable es mayor y el efecto de un evento lluvioso puede ser más determinante para la activación de un deslizamiento. Esta no es la constante en los taludes de gran altura, en eventos lluviosos de gran intensidad, donde la disminución de tensiones capilares comúnmente es más influyente que el ascenso del nivel freático. La peor combinación es un talud de alta pendiente y gran altura, con un nivel freático poco profundo. Sin embargo, las condiciones reales de falla dependen más de las propiedades del suelo y de la lluvia que de la geometría del talud.

Ecuaciones Intensidad-Duración de la Lluvia

Se han elaborado una gran cantidad de ecuaciones para relacionar la intensidad y duración de una lluvia con la activación de deslizamientos. Se pueden mencionar los trabajos de Clark (1987), Jibson (1989, 2006), Keefer y otros (1987), Neary y Swift (1987), Wieczorek (1987), Wieczorek y Sarmiento (1988), Guzzeti y otros (2006), Jakob y otros (2006); y otra gran cantidad de autores (Tabla 6.5).

Las ecuaciones muestran la lluvia mínima por encima de la cual se pueden producir deslizamientos (Figura 6.60). La mayoría de estas ecuaciones se basan en estadísticas de lluvias y deslizamientos, pero algunas de ellas son básicamente empíricas (Corominas, 2000; Crosta y Frattini, 2001; Aleotti, 2004; Wieczorek y Glade, 2005). La ecuación más conocida es la Caine (1980):

$$I = 14.82D^{-0.39}$$

Donde:
I = Intensidad de la lluvia en mm/hora
D = Duración en horas.

La ecuación de Caine se aplica en forma universal.

Entre las fórmulas específicas para zonas tropicales, se encuentran las indicadas en la figura 6.61. Estas ecuaciones no tienen en cuenta otros factores climáticos como la precipitación promedio anual, la lluvia antecedente de las 24 horas anteriores o la lluvia acumulada en el mes anterior.

Ecuación de Larsen y Simmon (1992) para Puerto Rico:

$$I = 91.46D^{-0.92}$$

De acuerdo con estas investigaciones, en Puerto Rico, para las tormentas que tienen duraciones de hasta 10 horas, los deslizamientos no ocurren hasta que la intensidad alcanza valores hasta tres veces la intensidad reportada para producir deslizamientos en áreas no tropicales, o sea que en Puerto Rico se requieren lluvias de mayor intensidad que en otras partes del mundo. Debe tenerse en cuenta que Puerto Rico está sometido a lluvias muy intensas por acción de los huracanes del Atlántico.

Igualmente se han elaborado ecuaciones para Brasil, Hong Kong, Jamaica, Indonesia, China, Taiwan, Filipinas, Puerto Rico, en lo que hace referencia a los países tropicales. Algunas de estas ecuaciones se indican en la figura 6.61. Como se puede observar, las ecuaciones varían significativamente de sitio a sitio y no se puede elaborar un criterio universal. Las ecuaciones no pueden exportarse de una región a otra, debido a las diferencias litológicas y morfológicas (Jakob y Weatherly, 2003).

Tabla 6.5 Ecuaciones para determinar la intensidad y duración de una lluvia que produce deslizamientos (Modificado de Guzzetti y otros, 2006, 2008).

#	Area de aplicación	Fórmula	Rango	Referencia
1	Universal (Todo el mundo)	$I = 14.82xD^{-0.39}$	0.167<D<500	Caine (1980)
2	Universal (Todo el mundo)	$I – 30.53xD^{-0.57}$	0.5<D<12	Jibson (1989)
3	Universal (Todo el mundo)	$I = 0.48+7.2xD^{-1.00}$	0.1<D<1000	Crosta y Frattini (2001)
4	Universal (Todo el mundo)	$I = 7.00xD^{-0.60}$	0.1<D<3	Cannon y Gartner (2005)
5	Universal (Todo el mundo)	$I = 4.93xD^{-0.50}$	0.1<D<100	Innes (1983)
6	Universal (Todo el mundo)	$I – 10xD^{-0.77}$	0.1<D<1000	Clarizia y otros (1996)
7	Universal (Todo el mundo)	$I = 2.20xD^{-0.44}$	0.1<D<1000	Guzzetti y otros (2008)
8	Universal (Todo el mundo)	$I = 2.28xD^{-0.20}$	0.1<D<48	Guzzetti y otros (2008)
9	Universal (Todo el mundo)	$I =0.48xD^{-0.11}$	48≤D<1000	Guzzetti y otros (2008)
10	Puerto Rico	$I = 66.18xD^{0.32}$	0.5<D<12	Jibson (1989)
11	Puerto Rico	$I = 91.46xD^{-0.82}$	2<D<312	Larsen y Simon (1993)
12	Brasil	$I = 63.38-22.19xD^{1.0}$	0.5<D<2	Jibson (1989)
13	China	$I = 49.11-6.81xD^{1.0}$	1<D<5	Jibson (1989)
14	Hong Kong	$I = 41.83xD^{-0.58}$	1<D<12	Jibson (1989)
15	Filipinas	$I = 27.3xD^{-0.38}$	0.167<D<3	Rodolfo y Arguden (1991)
16	Filipinas	$I = 9.23xD^{-0.37}$	0.08<D<7.92	Arboleda y Martínez (1996)
17	Filipinas	$I = 5.94xD^{-1.50}$	0.167<D<3	Tuñgol y Regalado (1996)
18	Jamaica	$I = 11.5xD^{-0.26}$	1<D<150	Ahmad (2003)
19	Taiwan	$I = 115.47xD^{-0.83}$	1<D<400	Chien-Yuan y otros (2005)
20	Taiwan	$I =13.5xD^{-0.20}$	0.7<D<40	Jan y Chen (2005)
21	Taiwan	$I = 6.7xD^{-0.20}$	0.7<D<40	Jan y Chen (2005)
22	Indonesia	$I = 92.06-10.68xD^{1.0}$	2<D<4	Jibson (1989)
23	Japón	$I – 39.71xD^{0.62}$	0.5<D<12	Jibson (1989)
24	Japón	$I = 13.5+55xD^{-1.0}$	24<D<300	Hong y otros (2005)
25	Austria	$I = 41.66xD^{-0.77}$	1<D<1000	Moser y Hohensinn (1983)
26	Suiza	$I = 32xD^{-0.70}$	1<D<45	Zimmermann y otros (1997)
27	Portugal	$I = 84.3xD^{-0.57}$	0.1<D<2000	Zezere y otros (2005)
28	España (Pirineos)	$I = 17.96xD^{-0.59}$	D>168	Corominas y otros (2005)

#	Area de aplicación	Fórmula	Rango	Referencia
29	Vancouver (Canadá)	$I = 4.0xD^{-0.45}$	0.1<D<150	Jakob y Weatherly (2003)
30	Bahía de San Francisco (California)	$I = 6.9+38xD^{-1.00}$	2<D<24	Cannon y Ellen (1985)
31	Bahía de San Francisco (Cali fornia)	$I = 2.5+300xD^{-2.0}$	5.5<D<24	Cannon y Ellen (1985)
32	Montañas de Santa Cruz (California)	$1 = 1.7+9xD^{-1.00}$	1<D<6.5	Wieczorek (1987)
33	California	$I = 35.23xD^{-0.54}$	3<D<12	Jibson (1989)
34	California	$I = 26.51xD^{-0.19}$	0.5<D<12	Jibson (1989)
35	Oregón (USA)	$I = 9.9xD^{-0.52}$	1<D<170	Montgomery y otros (2000)
36	Virgina (USA)	$I = 116.48xD^{-0.63}$	2<D16	Wieczorek y otros (2000)
37	Washington (USA)	$I = 82.73xD^{-1.13}$	20<D<55	Baum (2005)
38	Italia	$I = 26.871xD^{-0.638}$	0.1<D<35	Giannecchini (2005)
39	Italia	$I = 85.584xD^{-0.781}$	0.1<D<35	Giannecchini (2005)
40	Italia	$I = 38.363xD^{-0.743}$	0.1<D≤12	Giannecchini (2005)
41	Italia	$I = 76.199xD^{-0.692}$	0.1<D≤12	Giannecchini (2005)
42	Italia (N)	$I = 44.668xD^{-0.78}$	1<D<1000	Cancelli y Nova (1985)
43	Italia (N)	$I = 20.1xD^{-0.55}$	1<D<1000	Cerani y otros (1992)
44	Italia (N)	$I = 18.83xD^{-0.59}$	24<D<3360	Floris y otros (2004)
45	Italia (S)	$I = 176.40xD^{-0.93}$	0.1<D<1000	Guadagno (1991)
46	Italia (S)	$I = 28.10xD^{-0.74}$	1<D<600	Calcaterra y otros (2000)
47	Italia ((NE)	$I = 47.742xD^{0.507}$	1<D<24	Paronuzzi y otros (1998)
48	Italia (NW)	$I = 9.521xD^{0.1955}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
49	Italia ((NE)	$I = 15xD^{0.70}$	1<D<30	Marchi y otros (2002)
50	Italia (NW)	$I = 11.698xD^{-0.4783}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
51	Italia (NW)	$I = 11.00xD^{-0.4459}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
52	Italia (NW)	$I = 10.67xD^{-0.5043}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
53	Italia (NW)	$I = 12.649xD^{-0.5324}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
54	Italia (NW)	$I = 18.675xD^{-0.565}$	1<D<24	Bolley y Olliaro (1999)
55	Italia (NW)	$I = 19xD^{0.50}$	4<D<150	Aleotti (2004)
56	Italia (NW)	$I = 44.668xD^{-0.78}xN$	1<D<1000	Barbero y otros (2004)

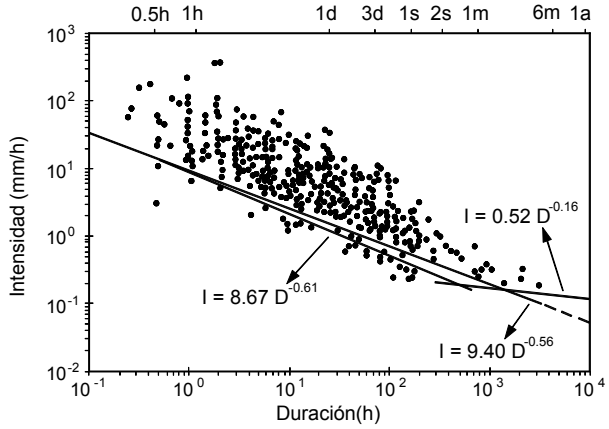


Figura 6.60 Gráfica para obtener la ecuación de lluvias que producen deslizamientos en un área de Italia (Guzzetti y otros, 2006).

Importancia de la Precipitación Promedio Anual

Govi y otros (1985) resaltan la importancia de la precipitación promedio anual como un elemento que afecta la intensidad de lluvia que produce un deslizamiento. Cuando la intensidad de lluvia promedio anual es mayor, se requiere de una mayor intensidad de lluvia para activar un deslizamiento. Una forma de incluir este factor es determinar la intensidad de la lluvia que es capaz de activar grandes deslizamientos como un porcentaje de precipitación total promedio anual.

Guidicini y Iwasa (1977), determinaron en Brasil que cuando la lluvia total de un evento excede el 12% de la lluvia promedio anual, existe una probabilidad alta de ocurrencia de deslizamientos, independientemente de la lluvia antecedente; y cuando la lluvia se encuentra entre el 8% y el 12%, depende de la lluvia antecedente.

En Suráfrica, las investigaciones realizadas por Bell y Maud (2000), muestran que cuando el evento lluvioso alcanza el 12% de la lluvia promedio anual, existe una probabilidad alta de que ocurran deslizamientos; cuando alcanza el 16%, ocurren deslizamientos importantes y cuando alcanza el 20%, se presentan deslizamientos catastróficos. La mayoría de los deslizamientos son movimientos planares y flujos de materiales coluviales de poco espesor (1 a 2 metros) y generalmente, se trata de suelos relativamente permeables.

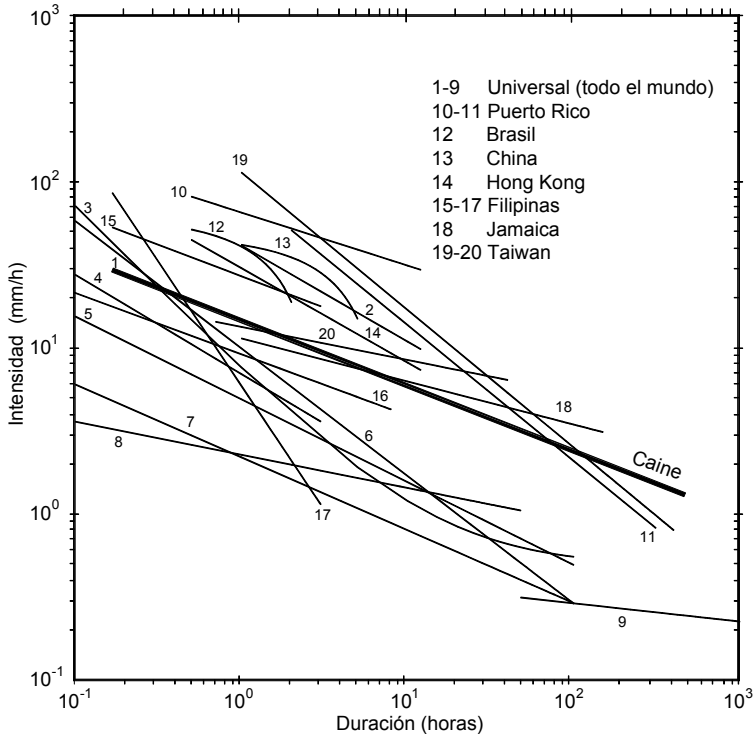


Figura 6.61 Gráficas de diversos autores con los valores mínimos de intensidad y duración de las lluvias para producir deslizamientos en los países tropicales. (Modificado de Guzzetti y otros, 2006).

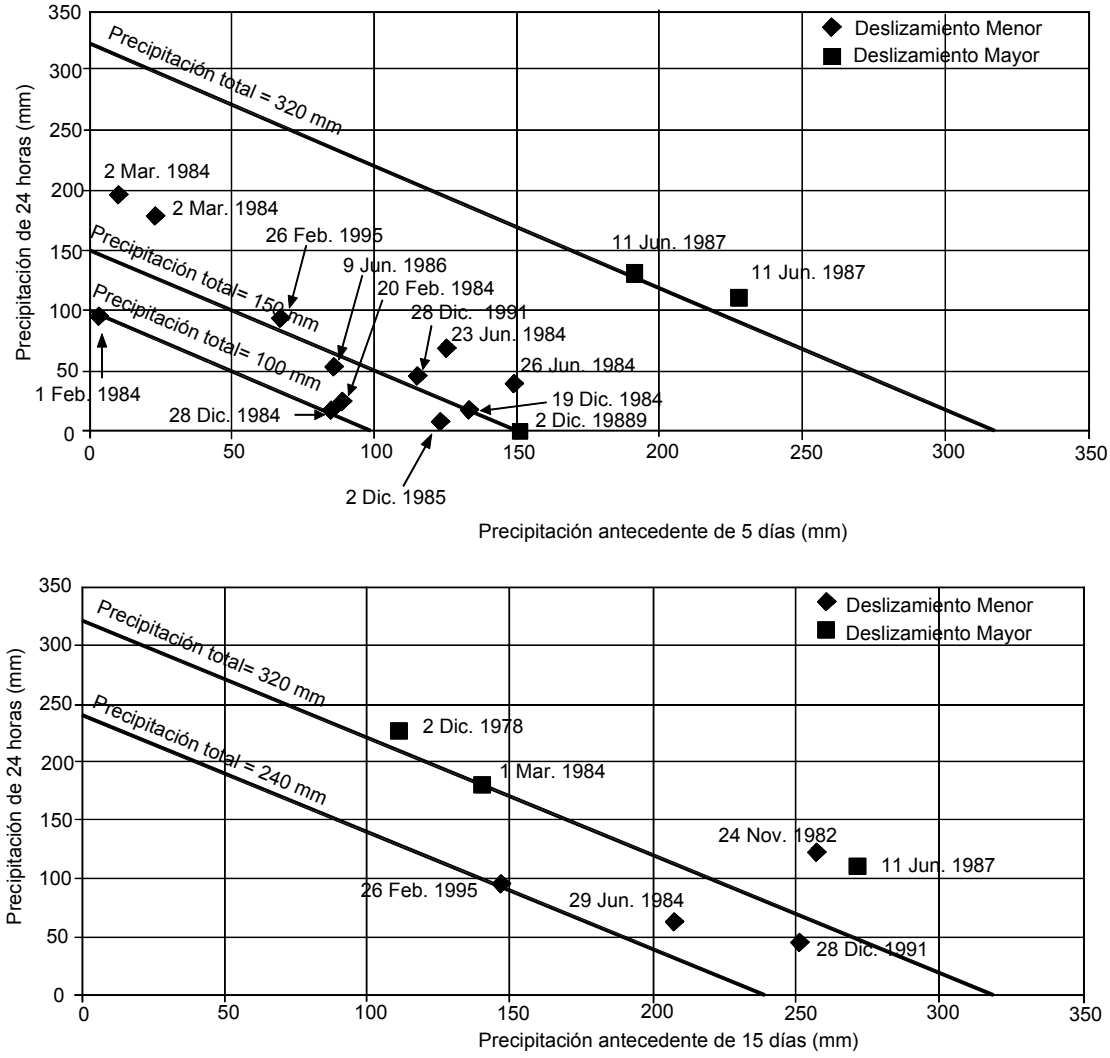


Figura 6.62 Efecto de la lluvia antecedente de 5 y de 15 días sobre la ocurrencia de deslizamientos en Singapur (Toll 2001).

En Hong Kong (Au, 1993), los eventos de deslizamientos catastróficos ocurren cuando en un solo evento se presentan precipitaciones superiores al 20% de la precipitación promedio anual. En Colombia se encontró una relación similar para la ciudad de Bucaramanga.

El evento puede tomar varios días continuos; sin embargo, en otros estudios (Pierson y otros, 1992) se insiste en que para que ocurran deslizamientos catastróficos se requieren eventos con el 30% del promedio de lluvia anual. La mayoría de los autores coinciden en que en las áreas de precipitaciones promedio anuales más altas, se requiere que los eventos lluviosos sean de mayor magnitud que para las regiones con precipitaciones promedio menores.

Lluvia Acumulada y Lluvia Antecedente

La lluvia necesaria para que ocurran deslizamientos también depende de la lluvia antecedente. Si las lluvias antecedentes al evento fueron de magnitud importante, el porcentaje de lluvia requerido para eventos catastróficos es menor que cuando no ha habido lluvia antecedente. En California después de una temporada seca se requieren al menos 267 mm de lluvia para llevar los suelos a su capacidad de campo. Después de que se logre la capacidad de campo, una intensidad de 5 a 6 mm/hora puede activar flujos de residuos (Campbell, 1975).

Período a considerar de la lluvia antecedente y acumulada

Cuando se utiliza el criterio de lluvia antecedente y acumulada, es clave determinar el período del efecto (Figura 6.62). Los autores no están de acuerdo en un criterio común.

Kim y otros (1991) consideraron 3 días, Heyerdahl y otros (2003) consideraron 4 días, Moreiras (2005), para Argentina, encontró que el mayor efecto se correlaciona con la lluvia acumulada de 5 días, Crozier (1999) y Glade y otros (2000) consideraron 10 días, Aleotti (2004) seleccionó 7, 10 y 15 días, Chleborad (2003) utilizó18 días, Terlien (1998) ensayó para Colombia 2, 5, 15 y 25 días y encontró mejores correlaciones para 15 y 25 días. De Vita (2000) utilizó períodos entre 1 y 59 días. Pasuto y Silvano (1989) ensayaron períodos de 1 a 120 días y encontraron que la activación de deslizamientos se correlaciona mejor para una lluvia antecedente de 15 días.

La determinación de los días que se van a considerar, requiere del conocimiento de las condiciones hidrogeológicas del sitio. En las figuras 6.63, 6.64 y 6.65 se muestran las lluvias antecedentes a tres eventos catastróficos en tres sitios de características diferentes. La variación de los criterios sobre el efecto de la lluvia acumulada y antecedente, depende de factores como son:

- La litología, la morfología y la vegetación
- El régimen climático
- La calidad de la información de precipitaciones y deslizamientos.

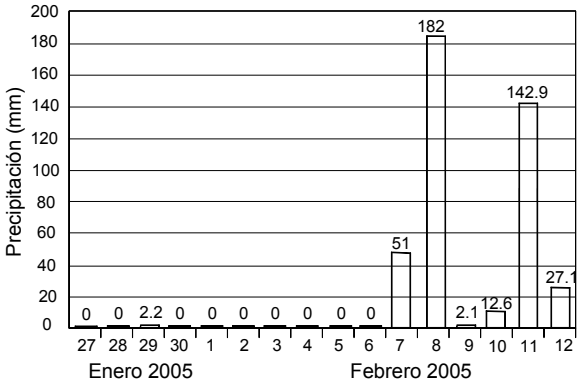


Figura 6.63 Lluvias antecedentes a los flujos hiperconcentrados de la cuenca de Angulito en Girón, Santander, Colombia en Febrero de 2005.

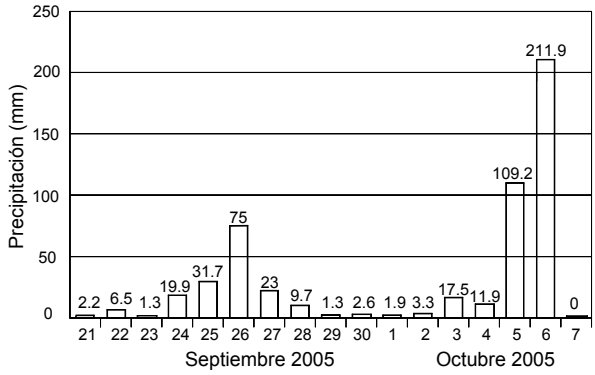


Figura 6.64 Lluvia de los días anteriores a los grandes deslizamientos que ocurrieron el 6 de octubre de 2005 en Pajarito, Boyacá, Colombia.

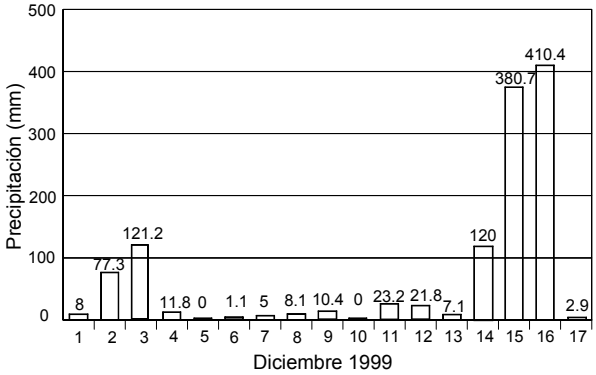


Figura 6.65 Lluvias anteriores a la catástrofe de Vargas, en Venezuela, diciembre de 1999.

Se recomienda diferenciar entre lluvia antecedente y lluvia acumulada.

- ***Lluvia antecedente.*** La lluvia ocurrida en las últimas 24 horas.
- ***Lluvia acumulada***. La lluvia que ha ocurrido en los últimos 15 días.

En Hong Kong cuando la lluvia antecedente en las últimas 24 horas es menor de 100 mm, sólo ocurren deslizamientos pequeños, pero cuando la lluvia acumulada es de 200 mm en los últimos 15 días, se producen eventos severos con la lluvia de 100 mm en un día (Brand, 1982; Brand y otros, 1984) (Figura 6.66). En Hong Kong cuando las intensidades de la lluvia (mm/hora) son muy altas, prevalece la influencia de la intensidad de la lluvia y no de la lluvia antecedente (Brand y otros, 1984; Brand 1993; Au 1993).

En cada parte del mundo los efectos son diferentes. En British Columbia (Canadá) Church y Miles (1987) encontraron que una lluvia antecedente en 24 horas de 50 a 150 mm no es suficiente criterio y que el más importante factor es la intensidad de la lluvia superior a 20 mm/hora. Este es el caso de los rellenos, los cuales son muy susceptibles a fallar en el caso de las lluvias de gran intensidad (Figura 6.67).

En algunos deslizamientos, la lluvia acumulada durante todo el año o toda la temporada lluviosa, es la determinante más importante (Figura 6.68). Según Nearly y Swift (1987), cuando la intensidad pico horaria tiene un bajo período de retorno, la ocurrencia de deslizamientos está determinada principalmente por la lluvia acumulada del período lluvioso y no por la lluvia antecedente. Wieckzorek (1987) reporta para San Francisco (California) que la lluvia antecedente es un factor importante para la estabilidad de los taludes en los suelos con baja conductividad hidráulica (permeabilidad) y la intensidad de la lluvia no es un factor determinante.

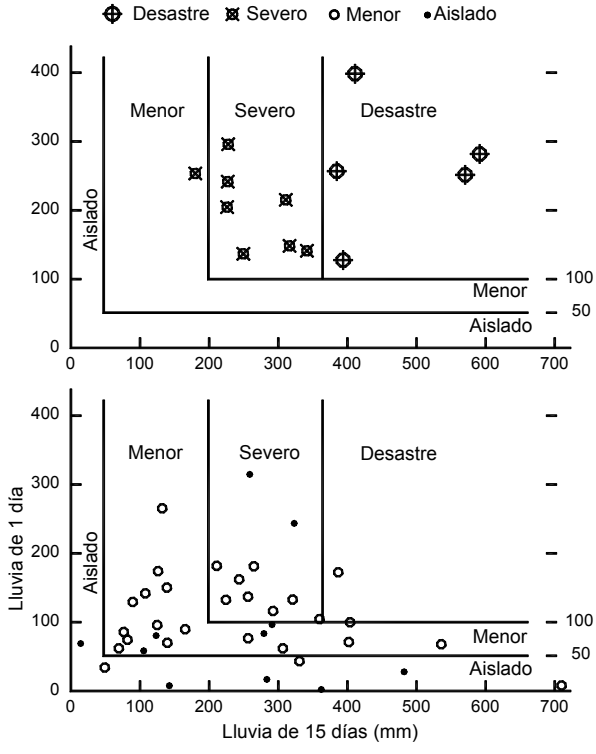


Figura 6.66 Correlación entre la intensidad de una lluvia, la lluvia acumulada de 15 días y la severidad de los deslizamientos en Hong Kong (Brand, 1982).

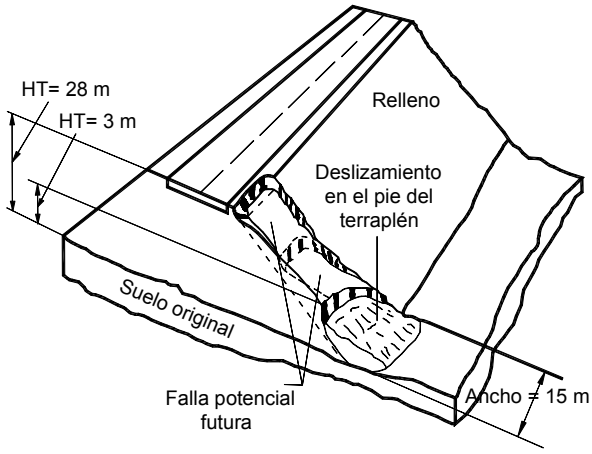


Figura 6.67 Falla por saturación subsuperficial del terraplén de una vía en el momento de una lluvia intensa de gran duración.

Como conclusión, se puede afirmar que en los suelos o formaciones permeables, la intensidad de la lluvia es un factor importante y en los suelos arcillosos, la intensidad no es un factor.

Para todo tipo de suelo la lluvia antecedente de las últimas 24 horas y la lluvia acumulada, son factores importantes.

Lluvia acumulada efectiva

Crozier (1986) propuso un método para obtener el valor calibrado o efectivo de la lluvia acumulada. De acuerdo con este método, la lluvia del día anterior es más importante que la lluvia del día antes de éste y así sucesivamente menor, de tal forma que la influencia de la lluvia ocurrida hace 30 días, es prácticamente despreciable (Zezere, 2000).

La fórmula de Crozier (1986) es la siguiente:

$$P_{ax} = KP_1 + K^2P_2 + \ldots K^nP_n$$

Donde:

P_{ax} = lluvia acumulada efectiva.
P_1 = lluvia diaria del día anterior.
P_2 = lluvia diaria del día antes del anterior.
P_n = lluvia diaria del día n^{th} antes del día x
K = Coeficiente empírico, el cual depende de la capacidad de drenaje de los materiales y de las características hidrológicas del área (Cappechi y Focardi, 1988).

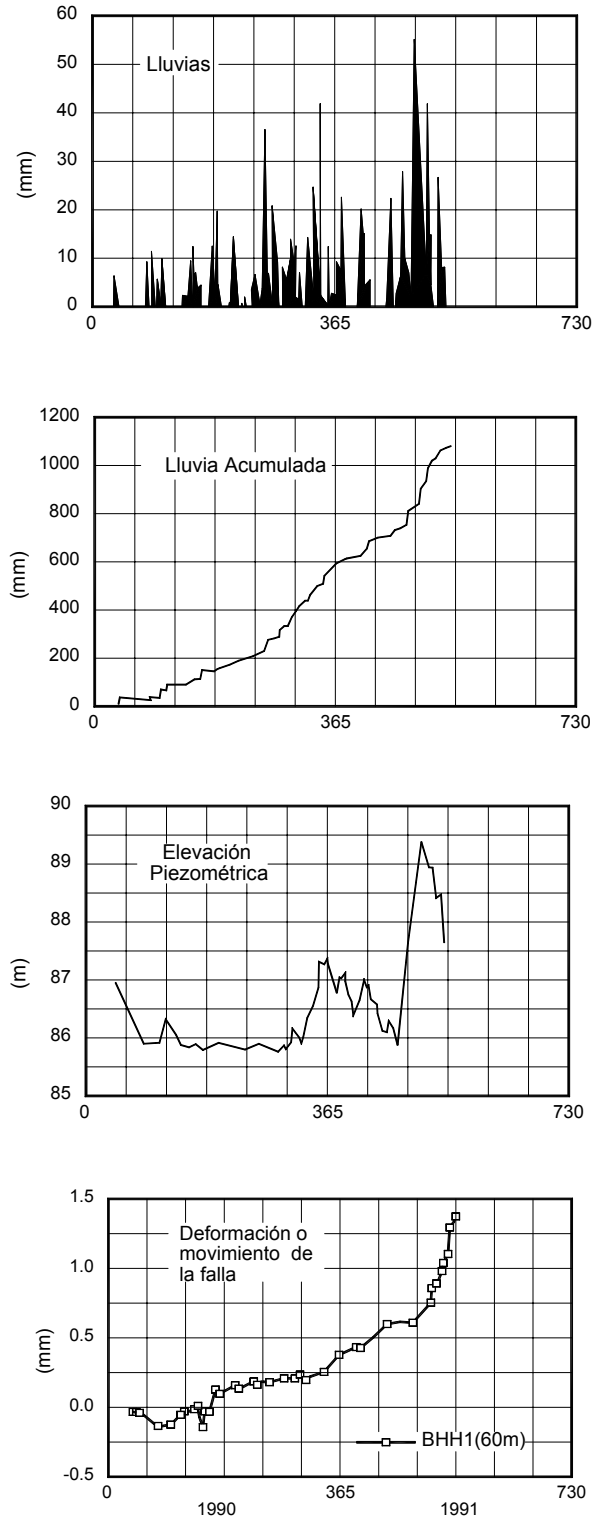


Figura 6.68 Correlación Lluvias – Lluvia acumulada – Altura Piezométrica y Movimientos de un deslizamiento (Angeli Barbarella y Pontoni, 1991).

Generalmente, este valor varía de 0.8 a 0.9 y las lluvias acumuladas analizadas con frecuencia, son las de 5, 10, 15 y 30 días.

Dependiendo de las características hidrogeológicas del sitio, se debe tener en cuenta un determinado período de lluvia acumulada efectiva.

Período de Retorno de Lluvias Críticas

El período de retorno de las lluvias que activan los deslizamientos depende del tipo de material del suelo y del sistema climático. Igualmente, los eventos de mayor período de recurrencia generan mayor número de deslizamientos y deslizamientos de mayor magnitud. A mayor conductividad hidráulica (permeabilidad) del suelo, se requiere una lluvia de mayor intensidad y por lo tanto, un mayor período de recurrencia del evento lluvioso (Figura 6.69). En las zonas de suelos arcillosos, los deslizamientos son más frecuentes que en las zonas de suelos más permeables.

Alerta o Alarma a los Deslizamientos

Un procedimiento recientemente introducido es el de los árboles de decisiones para la señal de alerta de los deslizamientos por lluvias. Este sistema fue inicialmente propuesto por Jakob y otros (2006),

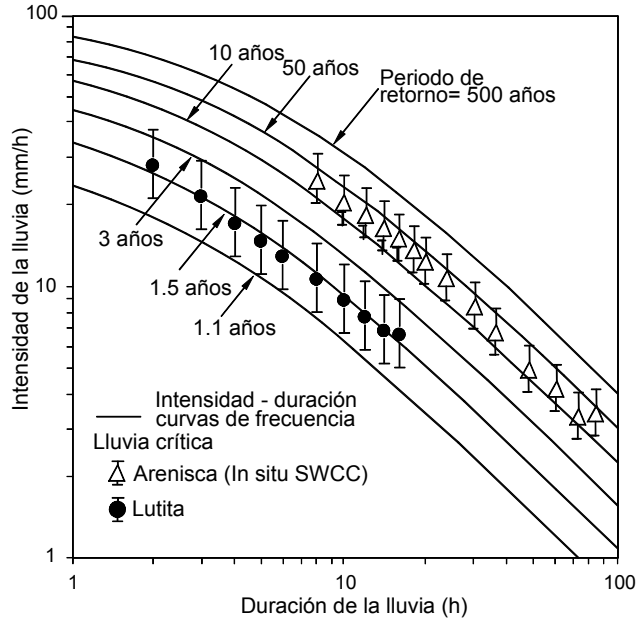


Figura 6.69 Intervalos de recurrencia de lluvia crítica que activa deslizamientos para el área de Yokohama en el Japón (1940 a 2004), Matsushi y Matsukura (2007).

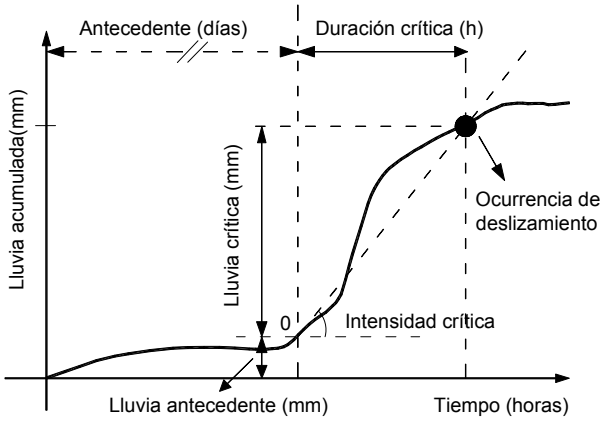


Figura 6.70 Definición de parámetros para la evaluación de la posibilidad de ocurrencia. (Aleotti 2004).

consiste en elaborar una matriz de decisiones teniendo en cuenta la magnitud de la lluvia del evento, la lluvia antecedente y la lluvia acumulada.

Las magnitudes de la lluvia acumulada y la lluvia antecedente condicionan la ocurrencia de los deslizamientos a determinados volúmenes de precipitación de un evento. La lluvia crítica depende de la lluvia antecedente (Figura 6.70).

La figura 6.71 muestra el árbol de decisiones elaborado para la ciudad de Bucaramanga, en Colombia.

TIEMPO DE RESPUESTA

Existe un tiempo de respuesta o de demora entre la ocurrencia de la lluvia y la iniciación de un deslizamiento (Figura 6.72). De acuerdo con las características del perfil del suelo, la topografía del terreno y las características de las lluvias, los deslizamientos pueden ser de respuesta rápida a lenta.

Deslizamientos de respuesta lenta

Los períodos lluviosos de gran duración, los cuales son muy comunes en los ambientes tropicales, son con frecuencia los responsables de los ascensos de los niveles freáticos y el desarrollo de presiones de poros positivas, las cuales pueden activar deslizamientos (Figura 6.73).

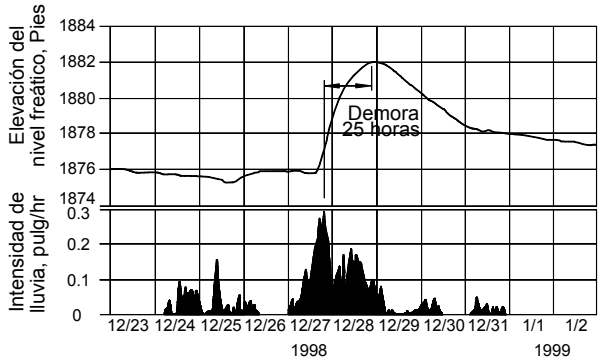


Figura 6.72 Tiempo de respuesta entre las lluvias y los ascensos de niveles freáticos (Cornforth, 2005).

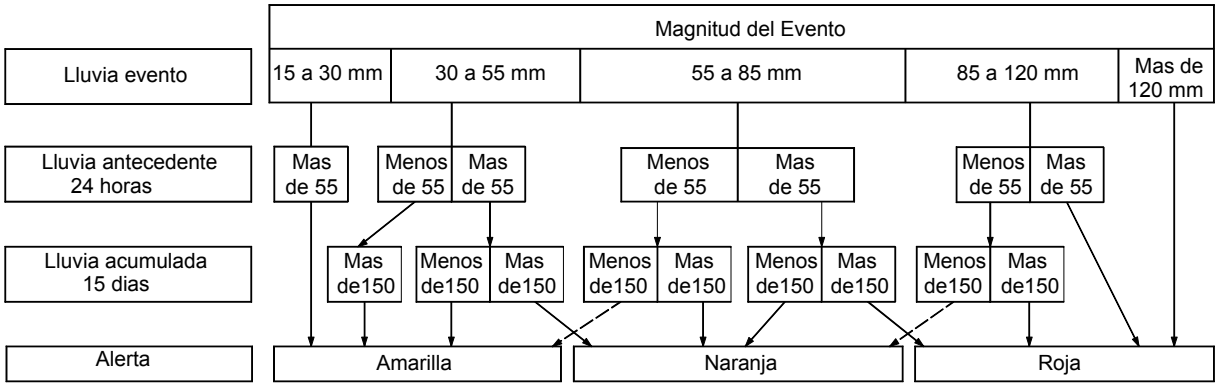


Figura 6.71 Árbol de decisiones para la señal de alerta de deslizamientos activados por lluvias en Bucaramanga-Colombia.

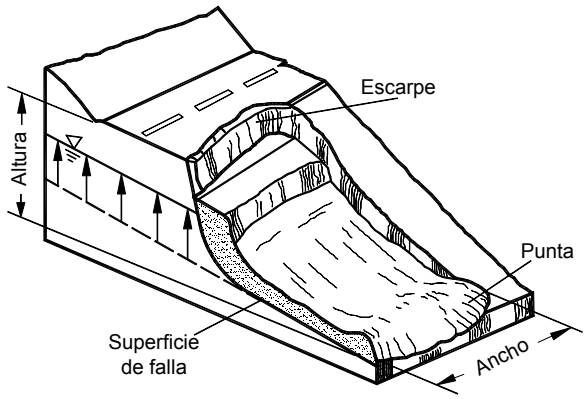


Figura 6.73 Falla típica de un terraplén a media ladera por ascenso de los niveles freáticos en una temporada de lluvias (Falla de respuesta lenta).

Para el caso de la meseta de Bucaramanga en Colombia, se ha encontrado que existe un lapso de tiempo considerable entre la ocurrencia de las lluvias y los deslizamientos (Figuras 6.74 y 6.75).

En Bucaramanga,Colombia (Gómez, 1992) se comprobó que los niveles piezométricos reaccionan en forma consistente con las precipitaciones; se observan dos épocas importantes de ascensos piezométricos que siguen a las dos épocas de lluvias. Los ascensos ocurren con uno o dos meses de retraso en la mayoría de los piezómetros, aunque en algunos pocos piezómetros, se observa mayor influencia de las infiltraciones locales. La distancia entre las zonas de deslizamiento y el centro de las áreas de mayor infiltración es de aproximadamente doce kilómetros y la mayor parte del recorrido del agua es a través de rocas ígneas y metamórficas (Granitos y Neisses).

Con frecuencia las lluvias más intensas ocurren en la parte más alta de la cordillera, alejadas del sitio de los deslizamientos. Los más altos niveles piezométricos se observan justo antes de la mayor frecuencia de deslizamientos y en las zonas de mayores ascensos (2 a 3 metros) de los niveles piezométricos, se encontraron localizados todos los deslizamientos de alta y mediana magnitud.

Los deslizamientos por ascenso de los niveles freáticos son catalogados como de "respuesta lenta", generalmente, son de superficie de falla profunda y con frecuencia ocurren en suelos con permeabilidades relativamente bajas.

Entre este tipo de deslizamientos se encuentra la reactivación de coluviones arcillosos de gran tamaño y espesor. Sin embargo, es frecuente que los deslizamientos activos de gran espesor se aceleren en eventos lluviosos de gran intensidad cuando existen grietas o ductos internos de drenaje que permiten la entrada rápida del agua infiltrada (Corominas y otros, 2005). En la fotografía 6.1 se muestran ejemplos de deslizamientos de respuests lenta y rápida.

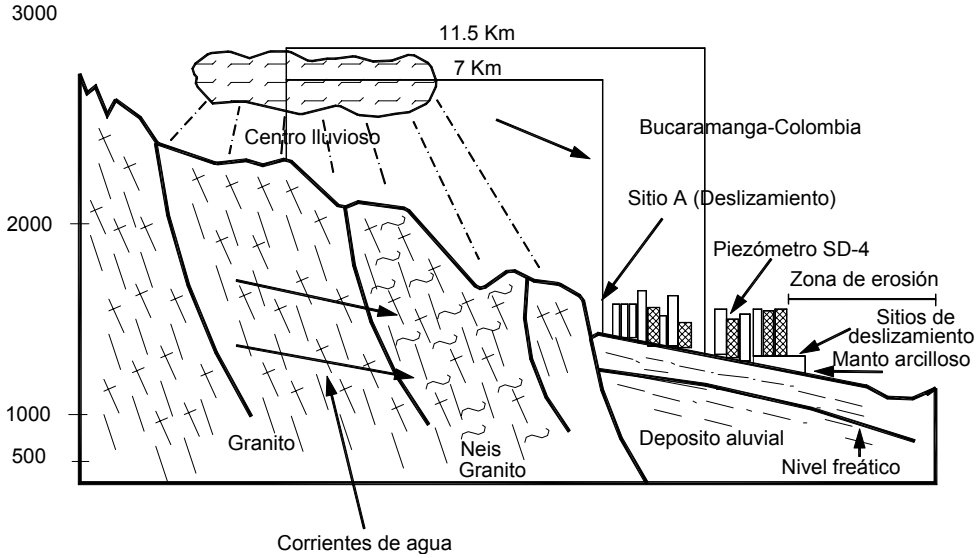


Figura 6.74 Esquema del modelo hidrogeológico de Bucaramanga, Colombia.

a_1) Deslizamiento profundo en depósito aluvial.

a_2) Deslizamiento profundo en suelo residual.

a_3) Deslizamiento en coluvión

a) Respuesta lenta (activado por fluctuaciones estacionales del nivel freático)

b_1) Deslizamiento en corte de suelo residual.

b_2) Colapso de relleno.

b_3) Flujo de residuos de roca.

b) Respuesta rápida (activado por eventos lluviosos de alta intensidad)

Fotografía 6.1 Deslizamientos de respuesta lenta y rápida.

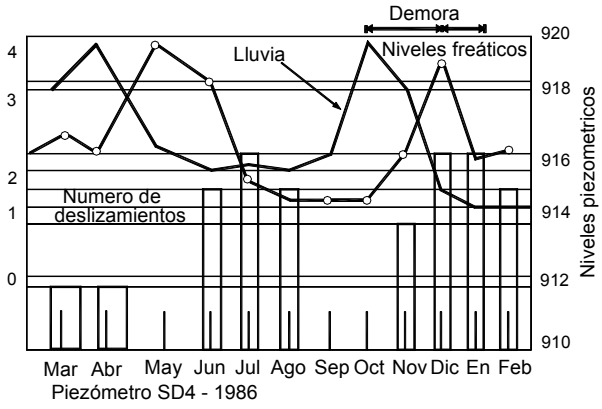


Figura 6.75 Relación entre lluvias, niveles freáticos y ocurrencia de deslizamientos en el abanico terraza de Bucaramanga. (Gómez, 1992)

Los deslizamientos de respuesta lenta de gran magnitud, presentan épocas de quietud seguidas por épocas de movimiento (como se observa en el ejemplo la figura 6.76).

Deslizamientos de Respuesta Rápida

Los deslizamientos de "respuesta rápida" ocurren durante o inmediatamente después, de una lluvia de gran intensidad y están relacionados con la eliminación de la succión al producirse la saturación por acción del frente húmedo de infiltración. Generalmente, estos deslizamientos ocurren en suelos relativamente permeables, son deslizamientos poco profundos y se presentan principalmente en los taludes de alta pendiente desprovistos de vegetación o con muy poca cobertura (Figura 6.77).

Los cortes y rellenos recientes son comúnmente susceptibles a deslizamientos de respuesta rápida. El ascenso de los niveles freáticos puede ser instantáneo y es común que desaparezca después de ocurrida la lluvia (Figura 6.78).

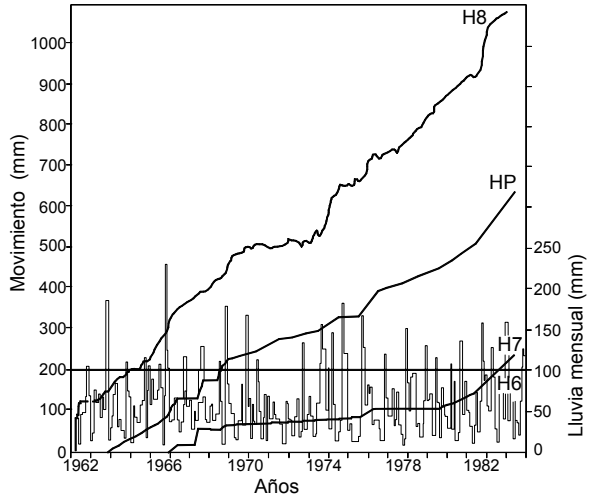


Figura 6.76 Medidas de desplazamientos y lluvias con el tiempo en el deslizamiento de Folkestone Warren (Warren y Palmer, 2000).

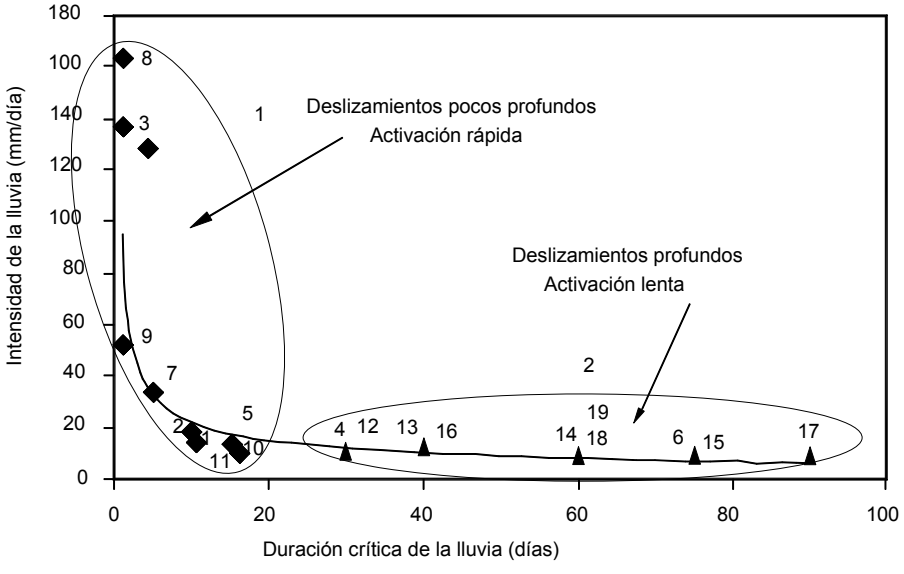


Figura 6.77 Deslizamientos de respuesta rápida y lenta de acuerdo con la intensidad y duración de las lluvias (Zezere y otros, 2005).

INVESTIGACIÓN HIDROGEOLÓGICA

La investigación del comportamiento hidrogeológico del talud comprende varias etapas:

Caracterización de la geología del talud. Con el objeto de definir las condiciones de frontera y las propiedades de los materiales, especialmente los relacionados con la conductividad hidráulica.

Análisis de las fuentes de agua subterránea. Investigar de dónde y en qué forma se generan las corrientes de agua subterránea que puede afectar un determinado talud.

Análisis de la precipitación. Recolectar y analizar las precipitaciones y su relación con los deslizamientos. Se deben analizar los eventos de gran intensidad así como la lluvia acumulada y las antecedentes.

Monitoreo detallado. Medición de las humedades, presiones de poros, respuesta a las lluvias, infiltración, etc., por períodos largos de tiempo.

Elaboración de modelos conceptuales. Determinar los mecanismos hidrogeológicos que pueden generar inestabilidad en el talud.

Modelación matemática. Análisis de respuesta a las lluvias e infiltraciones mediante el uso de programas de software.

Análisis de las Lluvias.

La experiencia ha demostrado que existe relación entre la ocurrencia de lluvias y los deslizamientos. Los períodos de lluvias que se asocian con activación de deslizamientos, pueden ser las lluvias de 24 horas o las lluvias acumuladas de 3, 5, 7, 10, 15, 30, 90 o 120 días y en algunos casos, con la lluvia acumulada en toda una temporada de lluvias, como se indicó anteriormente en este capítulo.

El análisis estadístico puede demostrar cuáles son las condiciones de precipitación críticas para la ocurrencia de fenómenos de movimiento. Sin embargo, aparece que la importancia de las precipitaciones pueden haber sido sobreenfatizadas y su efecto, sobresimplificado. Por ejemplo, muchos procesos son el producto de la combinación de varios factores incluyendo las lluvias. En ocasiones, la ocurrencia o no de los procesos de evapotranspiración puede tener una importancia fundamental.

La razón de que se le dé tanta importancia a la precipitación, es que ésta puede ser fácilmente medida en comparación con otras variables.

El análisis del efecto de la lluvia debe realizarse en conjunto con otras mediciones como las deformaciones (Inclinómetros) y las presiones de poros (Piezómetros). El método observacional es una herramienta muy útil en estos casos.

Estudio del Flujo Subterráneo

Existen formas de analizar el flujo subterráneo para materiales relativamente homogéneos utilizando las teorías de flujo en medios porosos basados en la ecuación de Darcy. La elaboración de redes de flujo puede ser una herramienta muy útil que permite analizar las presiones de poros (Figura 7.69).

Investigación del Origen del Agua Subterránea

Conocer la forma como ocurre la recarga de las aguas subterráneas en la zona de un deslizamiento es una herramienta muy útil para escoger el método de remediación más efectivo.

Análisis isotópico del agua subterránea

El origen del agua subterránea puede investigarse realizando el análisis de composición del agua.

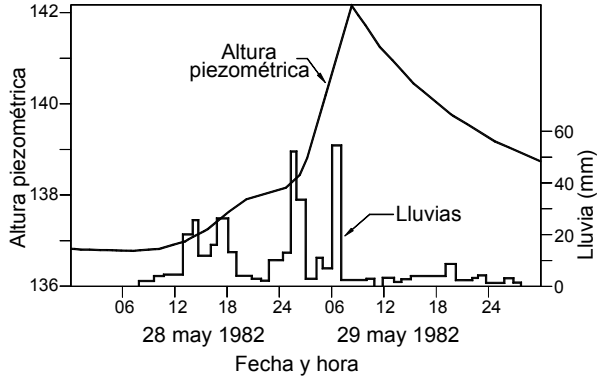


Figura 6.78 Tiempo de respuesta de los niveles freáticos de una lluvia, en Hong Kong (Brand,1982).

El sistema consiste en investigar las características y concentraciones de los isótopos estables de oxígeno ($\delta^{18}O$), de hidrógeno y de tritio en el agua subterránea y en las posibles fuentes de recarga de agua (Peng y otros, 2007). El tritio es un radioisótopo del hidrógeno.

Las composiciones isotópicas no se afectan por el paso de agua entre las rocas y permiten identificar con relativa precisión, la fuente del agua donde se pueden plantear obras de drenaje.

Análisis hidrogeoquímico

La caracterización hidrogeoquímica de los iones más abundantes en el agua, permite analizar el posible origen de la recarga. La química del agua puede obtenerse de varias formas:

- Espectometría de absorción atómica.
- Cromatografía de presión iónica.
- Volumetría de campo.
- Conductividad eléctrica.
- pH y temperatura.

Uso de trazadores artificiales

Otra forma de investigación de las fuentes del agua, es a través del uso de trazadores artificiales que se colocan en las fuentes de agua. Este método es complejo de diseñar, debido a las dificultades para definir cómo, dónde y cuándo colocar los trazadores (IAEA, 1983).

Los trazadores artificiales son solubles y se diluyen en el flujo. En contraste, los isótopos estables como el hidrógeno, oxígeno y tritio son parte de la molécula y no se pierden con el flujo.

Modelos Númericos de Infiltración, Niveles Piezométricos y Activación de Deslizamientos

Las técnicas de predicción de deslizamientos activados por lluvias han evolucionado a los modelos númericos utilizando programas de software. Generalmente, incluyen dos etapas asi:

- Modelación de las presiones de poros debidas a las lluvias; utilizando programas que simulan la infiltración del agua.
- Análisis de estabilidad por métodos de equilibrio límite o de elementos finitos.

Anderson y Howes (1985) presentaron un modelo de infiltración en una dirección con un modelo de estabilidad utilizando el método del talud infinito. Y se han elaborado modelos hidrológicos numéricos con métodos de equilibrio límite. El modelo "Thales" y el modelo Seep/W se han utilizado también con este objetivo.

Algunos modelos como el SHALSTAB y el TRGRS son soportados por SIGs para analizar la estabilidad de los taludes. Se han desarrollado estudios de la respuesta estacional de la presión de poros para modelos de taludes parcialmente saturados, por acción de la infiltración. Se ha analizado el efecto de la geometría del talud, la intensidad de la lluvia y la conductividad del suelo subsuperficial.

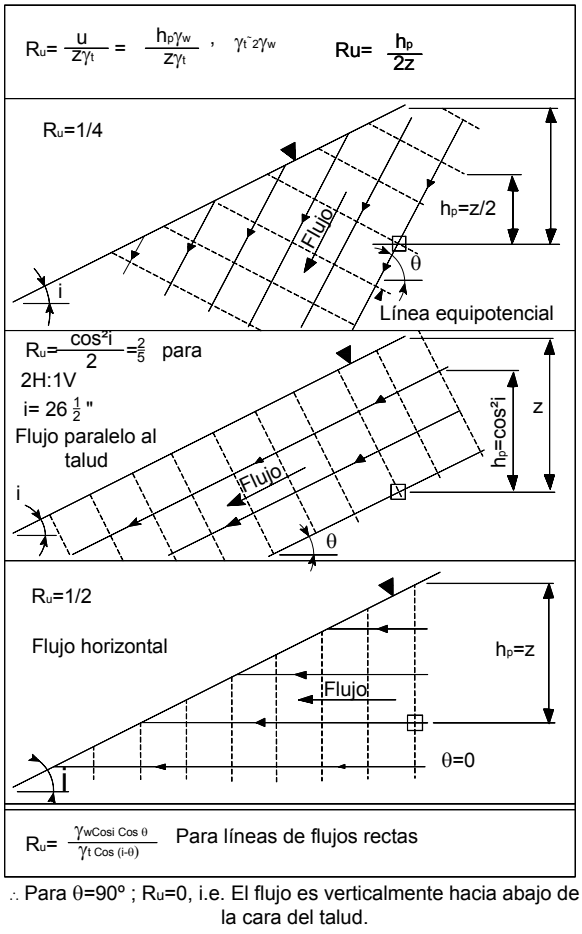


Figura 6.79 Redes de flujo para diferentes direcciones de flujo.

REFERENCIAS CAPÍTULO 6

Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". J.Wiley & Sons.

Affuso A.M., Casagli, N. Dapporto, S, Gabbani, G, Gargini, A, Rinaldi, M. (2000), "Monitoring and Modelling of Unsaturated Flow and Effects on Stream-Bank Failures". Proceedings of the 8th International Symposium on Landslides in Cardiff, pp. 7 - 12

Ahmad, R. (2003). "Developing early warning systems in Jamaica: rainfall thresholds for hydrological hazards. National Disaster Management Conference". Ocho Rios, St Ann, Jamaica, 9-10 September 2003. At website: http://www.mona.uwi.edu/uds/rainhazards_files/frame.htm

Ahmad R., Baban, S. M. J. (2004). "Sediment water floods in the Caribbean" ppt. Geohazards Workshop University of the West Indies. St Augustine, Jamaica.

Ahrendt A. Zuquette L. V. (2003) "Triggering factors of landslides in Campos do Jordao city, Brazil" Bull Eng Geol Env 62: pp. 231–244.

Allan R., Lindesay J., Parker D. (1996). "El Niño Southern Oscillation and Climatic Variability". Australia:CSIRO.

Alonso E., Gens A., Lloret A., Delahaye C. (1995) "Effect of rain infiltration on the stability of slope", Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, Paris, pp. 241-249.

Anderson, M.G. y Howes, S. (1985), "Development and Application of a combined soil water slope stability model". Q.J. Eng. Geol. London, 18: 225 – 236.

Angeli M.G., Barbarella M., Pontoni F. (1991)." Instability of a sea cliff: Sirolo landslide". Italy. In: Bell, D.H. (Ed.), Proc. 6th ISL, Christchurch (NZ). Balkema, Rotterdam. pp. 1093–1100.

Angeli, M.G., Gasparetto, P., Bromhead, E., (2004). "Strength-regain mechanisms in intermittently moving landslides". Proc. IX Th Int. Symposium on Landslides. Rio de Janeiro, vol. 1. Taylor and Francis, London, pp. 689–696.

Au SWC. (1993). "Rainfall and slope failures in Hong Kong". Engineering Geology 36: 141–147.

Arboleda RA, Martinez ML (1996) lahars in the Pasig-Potrero River system. In: Fire and mud: eruptions and lahars of Mount Pinatubo (Newhall CG, Punongbayan RS, Eds). Philippine Institute of Volcanology and Seismology, Quezon City and University of Washington Press, Seattle, 1126 ppAu, S.W.C. 1998, Rain Induced Slope Instability in Hong Kong. Eng. Geol. 51. pp 1 - 36.

Barbero S, Rabuffetti D, Zaccagnino M (2004) "Una metodologia per la definizione delle soglie pluviometriche a supporto dell'emissione dell'allertamento". In: Proceedings 29th Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Trento: 7-10 September 2004, 211–217

Baum RL, Godt JW, Harp EL, McKenna JP (2005) "Early warning of landslides for rail traffic between Seattle and Everett, Washington". In: Landslide Risk Management, Proceedings of the 2005 International Conference on Landslide Risk Management (Hungr O, Fell R, Couture R, Ebdrhardt E, eds). New York: A.A. Balkema, 731–740

Baum, R.L., Fleming, R.W., (1996). "Kinematic studies of the Slumgullion landslide, Hinsdale County, Colorado". In: Varnes, D.J., Savage, W.Z. (Eds.), The Slumgullion eartflow: a large scale natural laboratory. U.S. Geological Survey Bulletin, vol. 2130, pp. 9–12.

Bell F. G., Maud R. R. (2000) "Landslides associated with the colluvial soils overlying the Natal group in the greater Durban Region of Natal, South Africa". Environmental geology, 39 (9) pp. 1029 – 1038.

Bilz, P. (1995) "Slope stability in partially saturated sandy soils". Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. Paris, pp.257-264.

Bolley S, Oliaro P (1999) "Analisi dei debris flows in alcuni bacini campione dell'Alta Val Susa". Geoingegneria Ambientale e Mineraria, Marzo: 69–74

Bonnard, Ch., Noverraz, F., (2001). "Influence of climate change on large landslides: assessment of long term movements and trends". Proc. of the International Conference on Landslides: Causes Impact and Countermeasures, Gluckauf, Essen, pp. pp. 121– 138.

Bonnard, Ch., Noverraz, F., Lateltin, O., Raetzo, H., (1995). "Large landslides and possibilities of sudden reactivation". Felsbau 13 (6), 401–407.

Brand, E. W. (1992). "Slope instability in tropical areas" Proc., 6th Int. Symp. on Landslides, D. H. Bell, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 2031–2051.

Brand, E.W. (1982). "Analysis and design in residual soils", in Proceedings of ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, pp. 89-143.

Brand, E.W., (1984). "Premchitt J. y Phillipson H.B., Realationship between rainfall and landslide in Hong Kong". IVth simposyum on Land slides, Toronto, 1. pp 377 – 384.

Buckman, N.G. (1990). "The Nature and Properties of Soils". Macmillan Publishing Company, NYC

Caine, N. (1980). "The rain fall intensity – duration control of shallow landslides and debris flows". Geografiska Annaler. 62A, 1-2: 23 -27.

Calcaterra D, Parise M, Palma B, Pelella L (2000). "The influence of meteoric events in triggering shallow landslides in pyroclastic deposits of Campania, Italy". In: Proceedings 8th International Symposium on Landslides, (Bromhead E, Dixon N, Ibsen ML, Eds). Cardiff: A.A. Balkema, 1: 209–214

Cambell, R. (1975). "Soil slips, debris ad rainstorms in the Santa Monica Mountains and Vicinity, southem California", USGS, Profesional Papers, 851: 51 pp.

Cancelli A Nova R (1985). "Landslides in soil debris cover triggered by rainstorms in Valtellina (central Alps - Italy)". In: Proceedings 4th International Conference and Field Workshop on Landslides. Tokyo: The Japan Geological Society, 267–272

Cannon SH, Ellen SD (1985). "Rainfall conditions for abundant debris avalanches", San Francisco Bay region, California. Calif Geol 38: 267–272

Cannon SH, Gartner JE (2005). "Wildfire-related debris flow from a hazards perspective". In: Debris flow Hazards and Related Phenomena (Jakob M, Hungr O, Eds). Springer Berlin Heidelberg, 363–385

Caron, Ch., Leteltin, O., Raetzo, H., (1996). "Réactivation catastrophique du glissement de Falli-Hölli". Quaternaire 7, pp. 111–116.

Chien-Yuan C, Tien-Chien C, Fan-Chieh Y, Wen-Hui Y, Chun-Chieh T (2005). "Rainfall duration and debris flow initiated studies for real-time monitoring". Environ Geol 47: 715–724

Chleborad AF (2003). "Preliminary Evaluation of a Precipitation Threshold for Anticipating the Occurrence of Landslides in the Seattle", Washington, Area, US Geological Survey Open-File Report 03-463

Church, M. y Miles J.M. (1987). "Meteorological antecedents to debris flows in south western British Columbia: some case study". Geological Society of America, Reviws in Engineering Geology, VII: 63 – 79.

Clarizia M, Gullà G, Sorbino G (1996). "Sui meccanismi di innesco dei soil slip. In: International Conference Prevention of Hydrogeological Hazards: the Role of Scientific Research (Luino F ed.)". Alba: L'Artistica Savigliano pub, 1: 585–597

Clark, G.M. (1987). "Debris slide and debris flows historical events in the Appalaachians south of th Glacial border". Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology, VII: 125 – 138.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in practice" Investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. John Wiley & Sons Inc. Hoboken New Jersey. Pp. 596.

Corominas J., Moya J., Ledesma A., Lloret A., Gili J. A. (2005). "Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain)". Landslides 2: pp. 83–96.

Corominas, J., (2000). "Landslides and climate. In: Bromhead, E.N. (Ed.), VIII International Symposium on Landslides", Cardiff, UK. Keynote lectures, CD_ROM.

Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Rius, J., Gili, J.A., Lloret, A., (1999). "Monitoring of the Vallcebre landslide, Eastern Pyrenees, Spain". Proceedings Intern. Symp. On Slope Stability Engineering: IS-Shikoku'99. Matsuyama. Japan, vol. 2, pp. 1239–1244.

Crosta G. (1998). "Regionalization of rainfall thresholds: an aid to landslide hazard evaluation". Environmental Geology 35 (2–3) pp. 131- 145.

Crosta GB, Frattini P (2001). "Rainfall thresholds for triggering soil slips and debris flow". In: Proceedings 2nd EGS Plinius Conference on Mediterranean Storms (Mugnai A, Guzzetti F, Roth G, Eds). Siena: 463– 48

Crosta, G., (2004). "Introduction to the special issue on rainfall-triggered landslides and debris flows". Engineering Geology 73, pp. 191– 192.

Crozier M. J (1986). "Landslides: causes, consequences and environment". Groom Helm, London

Crozier MJ (1999). "Prediction of rainfall-triggered landslides: a test of the antecedent water status model". Earth Surf Proc Land 24: 825–833

Crozier MJ, Eyles RJ (1980). "Assessing the probability of rapid mass movement". In: Proceedings of 3rd Australia-New Zealand Conference on Geo

Davies, J.A., (1987). "Groundwater control in the design and construction of a deep excavation". In: Hanrahan, E.T., Orr, T.L.L., Widdis, T.F. (Eds.), Groundwater Effects in Geotechnical Engineering: Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, pp. 139– 144.

De Vita P (2000). "Fenomeni di instabilità della coperture piroclastiche dei monti Lattari, di Sarno e di Salerno (Campania) ed analisi degli eventi pluviometrici determinanti". Quaderni di Geologia Applicata, 7(2): 213–235

Dhakal A. S., Sidle R. C. (2004). "Distributed simulations of landslides for different rainfall conditions" Hydrological Processes 18, pp. 757–776.

Floris M, Mari M, Romeo RW, Gori U (2004). "Modelling of landslide-triggering factors – A case study in the Northern Apennines, Italy". In: Lecture Notes in Earth Sciences 104: Engineering Geology for Infrastructure Planning in Europe (Hack R, Azzam R, Charlier R, eds). Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 745–753

Fredlund D. G., Rahardjo H. (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". Wiley, New York.

Fry J.J., – Charles J.A., Penman A.D.M. (1995). "Dams, embankments and slopes" Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. Paris, pp. 1391-1419.

Gavin K, Xue J (2007). "A simple method to analyze infiltration into unsaturated soils slopes". Comput Geotech. 10 .04.002

Geotechnical Control Office, (1984). "Prediction of Soil Suction for Slopes in Hong Kong" 243p.

Geotechnical Control Office, (1987). "Landslide Studies: Island Road Government School Landslip,Aberdeen". Vol. I, SPR 4/89.

Giannecchini R (2005). "Rainfall triggering soil slips in the southern Apuane Alps (Tuscany, Italy)". Adv Geosci 2: 21–24

Glade T, Crozier MJ, Smith P (2000). "Applying probability determination to refine landslide-triggering rainfall thresholds using an empirical "Antecedent Daily Rainfall Model". Pure Appl Geophys, 157(6/8): 1059–1079

Gómez S. (1992). "Metodologías para la Predicción de Movimientos de Masa Asociados con lluvias en Medios Tropicales" VII Jornadas Geotécnicas. SCI, Bogotá.

Govi, M. Mortara, G. y Sorzana P.F. (1985). "Eventi idrologici e frane". Geol Appl. Y Idrogeo, XX, 2: 359 -375

Green WH, Ampt CA (1911). "Studies on soil physics: flow of air and water through soils". J Agric Sci 4: pp. 1–24

Guadagno FM (1991). "Debris flows in the Campanian volcaniclastic soil (Southern Italy)". In: Proceedings International Conference on slope stability. Isle of Wight: Thomas Telford, 125–130.

Guidicini G, Iwasa OY (1977). "Tentative correlation between rainfall and landslides in a humid tropical environment". Bull Int Ass Eng Geol 16: 13–20.

Guzzetti F., Peruccacci S., Rossi M. Stark C. P. (2006). "Rainfall Thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe" Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, Consiglio Nazionale delle Ricerche,Italy.

Guzzetti F., Peruccacci S., Rossi M., Stark C. P. (2008) "The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows: an update" Landslides (2008) 5: pp. 3–17

Heyerdahl H, Harbitz CB, Domaas U, Sandersen F, Tronstad K, Nowacki F, Engen A, Kjekstad O, Dévoli G, Buezo SG, Diaz MR, Hernández W (2003). "Rainfall induced lahars in volcanic debris in Nicaragua and El Salvador: practical mitigation". In: Proceedings of International Conference on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for risk Mitigation, IC-FSM2003. Naples: Patron Pub, pp. 275–282.

Hong Y, Hiura H, Shino K, Sassa K, Suemine A, Fukuoka H Wang G (2005). "The influence of intense rainfall on the activity of large-scale crystalline schist landslides in Shikoku Island", Japan. Landslides 2(2). pp. 97–105

IAEA (1983). "Guidebook on nuclear techniques in hydrology". IAEA Technical Reports Series No. 91, IAEA, Vienna

Innes JL (1983). "Debris flows". Prog Phys Geog 7. pp. 469–501

Iverson RM (2000). "Landslide triggering by rain infiltration". Water Resour Res 36(7). Pp 1897–1910

Jaboyedof M., Baillifard F. Bardou E Girod F. (2004). "The effect of weathering on Alpine rock instability" Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 37, pp. 95–103.

Jakob M, Weatherly H (2003). "A hydroclimatic threshold for landslide initiation on the North Shore Mountains of Vancouver", British Columbia. Geomorphology 54: pp. 137–156

Jakob M., Holm K., Lange O. Schwab J. W. (2006). "Hydrometeorological thresholds for landslide initiation and forest operation shutdowns on the north coast of British Columbia". Landslides (2006) Pp. 228–238.

Jan CD, Chen CL (2005). "Debris flows caused by Typhoon Herb in Taiwan". In: Debris flow Hazards and Related Phenomena (Jakob M, Hungr O, eds). Springer Berlin Heidelberg, pp 363–385.

Jiao J. J. (2000). "A confined groundwater zone in weathered igneous rocks and its impact on slope stability". International Symposium on Hydrogeology and the Environment, Wuhan, China, Oct. 17 – 20, 2000.

Jiao J. J., Wang X., Nandy S. (2005). "Confined groundwater zone and slope instability in weathered igneous rocks in Hong Kong". Engineering Geology 80 pp. 71–92

Jibson R. W. (2006). "The 2005 La Conchita, California, Landslide". Landslides (2006) 3: pp. 73–78

Jibson R.W. (1989). "Debris flows in southern Puerto Rico". Geological, Society of America 236: 29 – 55.

Jury WA, Horton R (2004). "Soil physics". John Wiley, New Jersey.

Keefer, D. K., Wilson R.C. Mark, R. Brabb, E.E., Brown W.M. III. Ellen S. D., Harp E. L. Wieczoreck G.F. Alger C.S. y Zatkin R.S. (1987). "Real Time landslide warning during heavy rainfall". Sciencie. 238: 921 – 925.

Kim S. K., Hong W.P., Kim Y.M. (1991). "Prediction of rainfall-triggered landslides in Korea". In: Landslides (Bell DH, ed). Rotterdam: A.A. Balkema. pp. 989–994.

Kumar N., Soni J.P. (1989). "Evaluation of Friction Factor in Aggrading and Degrading Alluvial Channels". Third International Workshop on Alluvial River Problems, University of Roorkee, India, pp 73-80.

Lacerda, W.A (1989)., "Fatigue of Residual Soils Due to Cycle Pore Presurre Variation-Panel Session 22", Engineeri, Rio de Janeiro, Balkema, Vol. 5, pp. 3085-3087.

Lacerda, W.A., (2000). "Water Table Fluctuation a Cause of Slide Initiacion in Residual and Colluvial Soils in Tropical Regions". Proceeding of the 8th _ International Symposium on Landslides in Cardiff.

Lacerda W., Santos O.F., Ehrlich M. (1997). "Triaxial tests with cyclic pore pressure variation for simulation of the seasonal variation of water level in slopes". In Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Proceedings of the International Symposium, Rio de Janeiro, Brazil, 25–27 June 1997. Edited by M. Almeida. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 279–282.

Lam L., Fredlund D. G., Barbour S. L. (1987). "Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach" . Canadian Geotechnical Journal, 24, pp. 565-580.

Larsen MC, Simon A (1993). "A rainfall intensity-duration threshold for landslides in a humid-tropical environment", Puerto Rico. Geogr Ann A 75(1-2). pp 13–23

Larsen, M. C., a Simon, A., (1992), "A rainfall intensity-duration threshold for landslides in a humid-tropical environment", Puerto Rico [abs] Geological Society of America: Abstracts with programs, vol. 24, no. 7, p. A234.

Lee T.S. (1996). "Groundwater conditions". Slope stability and stabilization methods. Wiley interscience, pp.107-169.

Lembo-Fazio A., Ribacchi R., Tommasi P. (1990). " Sheared bedding joints in rock engineering: two case histories in Italy". ISRM Int. Symp. on Rock Joints, Loen. pp 83-90.

Lumb, P. (1975). "Slope failures in Hong Kong". Quarterly Journal of Engineering Geology, pp. 31 – 65.

Malet, J.-P., Van Asch, Th.W.J, Van Beek, R., Maquaire, O., (2005). "Forecasting the behaviour of complex landslides with a spatially distributed hydrological model". Natural Hazards and Earth System Sciences.

Marchi L, Arattano M, Deganutti AM (2002). "Ten years of debris-flow monitoring in the Moscardo Torrent (Italian Alps)". Geomorphology 46: 1–17

Marsal R.J., Resendiz N.D. (1975). "Presas de tierra y enrocamiento". Ed. Limusa, México. 547 pp.

Matsushi Y., Matsukura Y. (2007). "Rainfall thresholds for shallow landsliding derived"

Mein RG, Larson CL (1973). "Modeling infiltration during a steady rain". Water Resour Res 9(2): pp. 384–394

Montgomery DR, Schmidt KM, Greenberg HM (2000). "Forest clearing and regional landsliding". Geology 28(4): 311–314

Moreiras S. M. (2005) "Climatic effect of ENSO associated with landslide occurrence in the Central Andes, Mendoza Province, Argentina". Landslide 2: pp. 53–59

Morgenstern N. R., Matos M.M. (1975). "Stability of slopes in residual Soils". 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 3 . Buenos Aires.

Moser M, Hohensinn F (1983). "Geotechnical aspects of soil slips in Alpine regions". Eng Geol 19: 185–211

Neary, D.C. y Swift L.W. (1987). "Rainfall thresholds for triggering a debris avalanching event in the southern Appalachian mountains". Debris flows - avalanches processes Recognition and Mitigation Reviews in Engineering Geology, 7: 81 - 92

Ng C. W., Shi Q. (1998). "Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated Soils" Quarterly Journal of Engineering Geology, 31,Pp. 105-113.

Nieuwenhuis, J.D., (1991). "Variations in the stability and displacements of a shallow seasonal landslide in varved clays". Balkema, Rotterdam, Thesis Utrecht, 144 pp.

Noverraz, F., Bonnard, Ch., Dupraz, H., Huguenin, L., (1998). "Grands glissements et climat". Rapport final PNR 31. Vdf, Zurich. 314 pp.

Olivares L, Picarelli L (2003). "Shallow flowslides triggered by intense rainfalls on natural slopes covered by loose unsaturated pyroclastic soils". Geotechnique 53(2):283–287

Paronuzzi P, Coccolo A, Garlatti G (1998). "Eventi meteorici critici e debris flows nei bacini montani del Friuli". L'Acqua, Sezione I/Memorie: 39–50-

Pasuto A, Silvano S (1998). "Rainfall as a triggering factor of shallow mass movements". A case study in the Dolomites, Italy. Environ Geol 35(2-3). pp. 184-189.

Peng T. , Wang C., Lai T., Ho F. S. (2007). "Using hydrogen, oxygen, and tritium isotopes to identify the hydrological factors contributing to landslides in a mountainous area, central Taiwan". Environ Geol 52: pp. 1617–1629.

Picarelli L., Urciuoli G., Russo C. (2004). "Effect of groundwater regime on the behaviour of clayey slopes". Can. Geotech. J. 41: pp. 467–484.

Pidwirny, M. (2006). "Infiltration and Soil Water Storage". Fundamentals of Physical Geography, 2nd Edition.

Pierson, T.C. Ellen S.D. y Inverson, R.M. (1992). "Spatial and Temporal Distribution of shalow landsliding during intense rainfall, southeast Oahu, Hawai". Proc. Of Sixth Int. Symp. On Landslide Chirstchurch, 2: 1393 - 1398.

Polemio M., Petrucci O. (2000). "Rainfall as a Landslide Triggering factor: Overview of Recent International Research". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp 1219-1226.

Rahardjo H. ; Ong T. H.; Rezaur3 R. B.; Leong E. C. (2007). "Factors Controlling Instability of Homogeneous Soil Slopes under Rainfall". ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 12 pp. 1532-1543.

Richards B.G. (1985). "Geotechnical aspects of Residual Soils". Southeast Asian Geotechnical. Society, Scorpion Press, Hong Kong.

Ridley A.M., Wray W.K. (1995) "Suction measurement: A review of current theory and practices". Proceedings of the first international conference of unsaturated soils, París, pp. 1293-1322.

Rodolfo KS, Arguden AT (1991). "Rain-lahar generation and sediment-delivery systems at Mayon Volcano, Philippines". In: Sedimentation in volcanic settings (Fisher RV, Smith GA, Eds). Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Special Publication 45: 71–88.

Santos O.F., Lacerda W., Ehrlich M. (1997). "Triaxial tests with cyclic pore pressure variation for simulation of the seasonal variation of water level in slopes". In Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Proceedings of the International Symposium, Rio de Janeiro, Brazil, 25–27 June 1997. Edited by M. Almeida. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 279–282.

Smith, J.A. (1993). "Precipitation" Handbook of hidrology. Maidment D.R. editor. McGraw Hill Inc. pp. 3.1-3.47.

Springman SM, Jommi C, Teysseire P (2003). "Instability on moraine slopes induced by loss of suction: a case history". Geotechnique 53(1):3–10.

Terlien MTJ (1998). "The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-triggering thresholds". Environ Geol 35(2-3): 124–130

Tofani V., Dapporto S., Vannocci P., Casagli N. (2005). "Analysis of infiltration, seepage processes and slope instability mechanisms during the November 2000 storm event in Tuscany". Advances in Geosciences, 2, pp. 301–304.

Toll D.G. (2001). "Rainfall induced landslides in Singapore". Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering 149 Issue 4. Paper 12138 pp. 211-216.

Tuñgol NM, Regalado MTM (1996). "Rainfall, acoustic flow monitor records, and observed lahars of the Sacobia River in 1992". In: Fire and mud: eruptions and lahars of Mount Pinatubo (Newhall CG, Punongbayan RS, Eds). Philippine Institute of Volcanology and Seismology, Quezon City and University of Washington Press, Seattle, 1126 pp

U.S. Corps of Engineers. (1997). "Chemical Grouting ". Adapted from Corps of Engineers Manual 24, ASCE Press, New York, 30 pp.

Van Asch T. W. J., Van Beek L.P.H., Bogaard T.A. (2007). "Problems in predicting the mobility of slow-moving landslides". Engineering Geology 91 pp. 46–55.

Vargas E.A., Velloso, R.C., de Campos, T.M.P., Costa Filho, L. M., (1990). "Saturated–unsaturated analysis of water flow in slopes of Rio de Janeiro, Brazil". Computers and Geotechnics 10 (3), pp. 247–261.

Viessman WJ, Lewis GL (1996). "Introduction to hydrology", 4th edn. Harper Collins College Publishers, New York

Vieweg, J. (1991). "Beitrag zur Zeitabhangigkeit der Grobe der Kohasion nichtindiger Lockergesteine". Dissertation TU Dresden, Fak. Bau-. Wasser-u. Forstwesen.

Warren C. D., Palmer M. J. (2000). "Observations on the nature of landslippes strata, Folkestone Warren, United Kingdom". 8th International symposium on landslides, Cardiff. pp. 1551-1556.

Wieczorek GF (1987). "Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains. In: Debris flow/avalanches: process, recognition, and mitigation (Costa JE, Wieczorek GF, eds)". Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology, 7: 93–104

Wieczorek, G.F. Sarmiento J. (1988). "Rainfall, piezometric level and debris flows near La Honda California, in storms Between 1975 and 1983". Ellen y Wieczorek USG, Professional Paper 1434: 43 - 62

Wieczorek GF, Morgan BA, Campbell RH (2000). "Debris flow hazards in the Blue Ridge of Central Virginia". Environ Eng Geosci 6: 3–23

Wieczorek GF, Glade T (2005). "Climatic factors influencing occurrence of debris flows. In: Debris flow Hazards and Related Phenomena (Jakob M, Hungr O, eds". Springer Berlin Heidelberg, 325–362

Wu W, Sidle RC (1995). "A distributed slope stability model for steep forested basins". Water Resour Res 31. Pp 2097– 2110

Wu Y. (2003). "Mechanism analysis of hazards caused by the interaction between groundwater and geo-environment". Environmental Geology 44: pp. 811–819.

Xue J., Gavin K. (2008). "Effect of Rainfall Intensity on Infiltration into Partly Saturated Slopes". Geotech Geol Eng 26: pp. 199–209.

Zezere J.L. (2000). "Rainfall triggering in the area north of Lisbon (Portugal)". 8th international symposium on landslides, Cardiff. pp 1629-1634.

Zezere JL, Trigo RM, Trigo IF (2005). "Shallow and deep landslides induced by rainfall in the Lisbon region (Portugal): assessment of relationships with the North Atlantic Oscillation". Nat Hazard Earth Sys Sci 5. pp 331–344.

Zhang W.J., Chen Y.M., Zhan L.T. (2006). "Loading/Unloading response ratio theory applied in predicting deep-seated landslides triggering". Engineering Geology 82 pp. 234– 240.

Zimmermann M, Mani P, Gamma P, Gsteiger P, Heiniger O, Hunziker G (1997). "Murganggefahr und Climaänderung - ein GIS-basierter Ansatz". In: Schlussbericht Nationalen Forschungs Programmes, NFP 31. Zürich: vdf Hochschulverlag AG an der ETH, 161 pp.

Capítulo 7

Comportamiento Sísmico de los Taludes

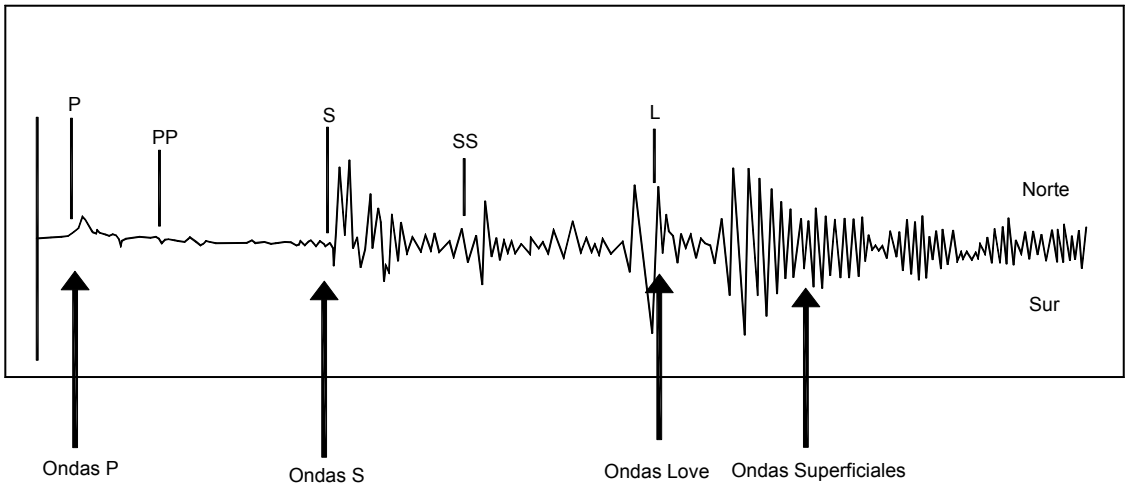


Figura 7.1 Llegada de las ondas sísmicas. Primero, se sienten las ondas P, luego las S y finalmente, las ondas Love y las ondas superficiales.

Los sismos son fenómenos naturales causados por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Al moverse las fallas, se producen ondas de diferentes tipos y de gran poder, las cuales viajan a través de las rocas (Figura 7.1). Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra (Figura 7.2). En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y deformación, asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación en el caso de los suelos granulares saturados.

Históricamente, los deslizamientos han generado en ocasiones, mayor cantidad de muertos que el colapso de estructuras. La Biblia indica la destrucción de las ciudades de Sodoma y Gomorra debido a un gran deslizamiento cerca del Mar Muerto, el cual fue generado por un sismo. Los factores que deben tenerse en cuenta para los análisis de taludes y laderas expuestos a eventos sísmicos son los siguientes:

- El valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables.

- La disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias, las cuales inducen las deformaciones cíclicas. La resistencia puede disminuirse en más del 50% en suelos sensitivos y en la mayoría de los casos, la disminución de resistencia puede llegar a un 20% durante el sismo (Makdisi y Seed, 1978).

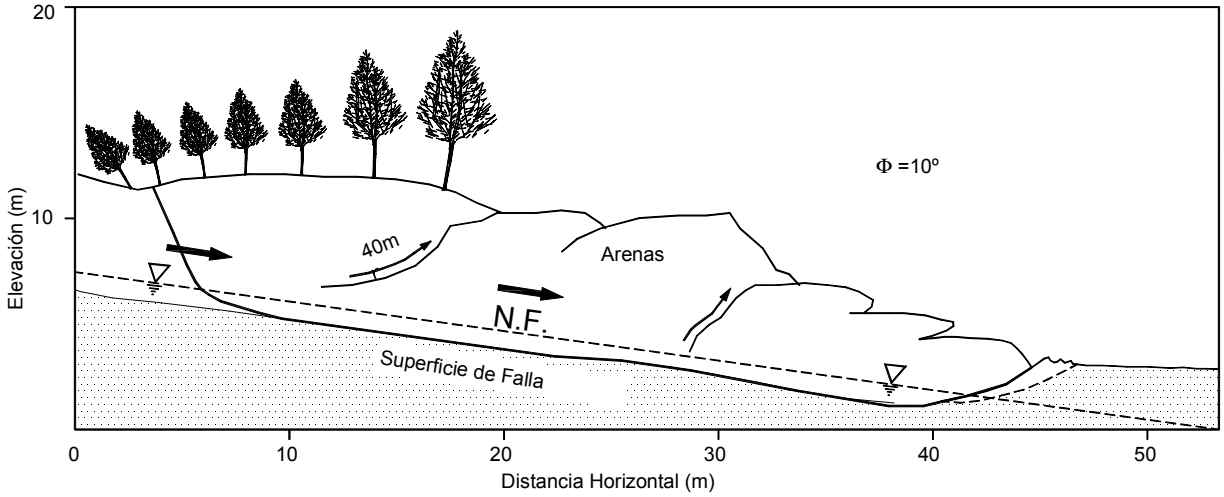


Figura 7.2 Deslizamiento de Takarazuka en el Japón activado por un sismo.

- El aumento de la presión de poros especialmente en los suelos limosos y de arenas finas, en los cuales se puede producir una disminución de resistencia tal, que produzca el fenómeno de licuación (Figura 7.3).

- El aumento de la fuerza sísmica generado por la amplificación en los mantos de suelos blandos.

- La posibilidad de ocurrencia de fenómenos de resonancia relacionados con la similitud entre la frecuencia natural de vibración del talud y del evento sísmico.

- La magnitud de las deformaciones en la masa de suelo.

- La licuación. Los mantos de arenas saturadas sueltas, son muy vulnerables a la licuación durante los sismos. Los rellenos o capas de materiales que se encuentran sobre estos suelos licuables pueden deslizarse durante los terremotos como ha ocurrido en Chile, Alaska y Japón (Seed, 1970).

Las situaciones adquieren alto grado de criticidad cuando se combinan altas susceptibilidades, debidas a factores topográficos, geológicos, climáticos y sísmicos. Un caso ocurrido fue la avalancha de Páez en Colombia en 1994, en la cual un sismo de magnitud 6.4, ocurrió justo en una temporada de intensas lluvias, encontrándose los suelos residuales saturados e intensamente meteorizados en un área de fuertes pendientes topográficas y se produjeron múltiples deslizamientos de áreas muy grandes. La coincidencia de un sismo con temporadas de lluvias es muy común en las zonas tropicales, donde las épocas de lluvias duran varios meses.

SISMICIDAD

Cuando se produce la fractura de la roca en una zona de falla geológica, la energía liberada es radiada en todas las direcciones. La fuente del movimiento o zona de liberación de energía no es generalmente un punto, sino una línea o un área comúnmente alargada en la dirección de la falla. La profundidad del foco o hipocentro determina en buena parte, la magnitud del sismo y sus efectos (Figura 7.4). Los sismos que generalmente producen un mayor daño son los sismos relativamente superficiales.

El área de superficie inmediatamente encima del área de liberación de energía, se denomina epicentro o área epicentral. La gran mayoría de los grandes deslizamientos y agrietamientos del suelo, de gran magnitud, corresponden al área epicentral y van disminuyendo a medida que el punto considerado se aleja del área epicentral y la intensidad del sismo disminuye. Existen dos parámetros importantes para designar el tamaño y la fuerza de un sismo, la magnitud que mide la energía del sismo y la intensidad que valora los efectos en el sitio.

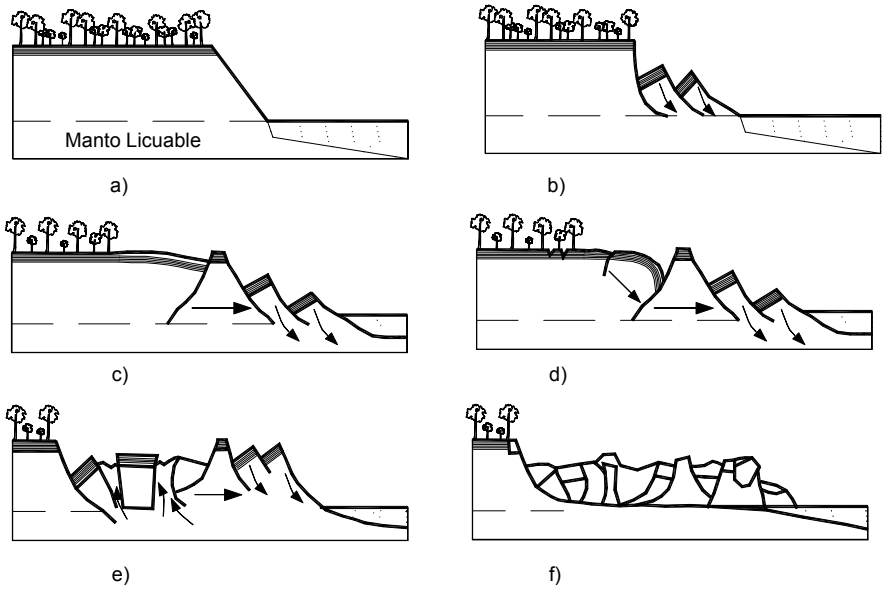


Figura 7.3 Deslizamiento por licuación en el momento de un sismo en Alaska -1964.

Magnitud

La magnitud es una medida cuantitativa e instrumental del tamaño del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación.

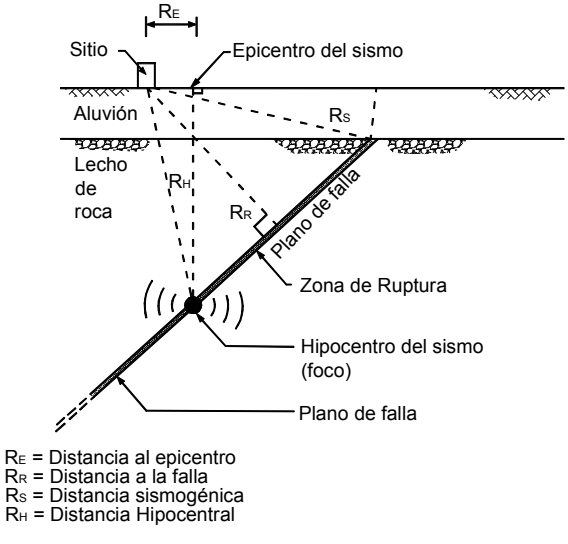


Figura 7.4 Algunas distancias para los estudios de ingeniería sísmica (Kavazanjian y otros, 1997).

Richter (1935) definió la magnitud de los sismos locales como: "El logaritmo en base 10 de la máxima amplitud de la onda sísmica, expresada en milésimas de milímetro (micrones), registrada en un sismómetro estándar a una distancia de 100 kilómetros del epicentro del evento".

$$M = LogA + f(d,h) + C_s + C_R$$

Donde:

A = Amplitud de la onda

f(d,h) = Corrección por distancia focal y profundidad

C_S y C_R = Corrección de la estación y corrección regional

Es evidente que la incidencia de casos de inestabilidad aumenta con la magnitud del sismo, especialmente cuando la magnitud del sismo es de seis o mayor y la fuente de liberación de energía es poco profunda, caso en el cual la posibilidad de fallas por licuación aumenta (Tabla 7.1).

La magnitud y la profundidad del epicentro en forma conjunta, determinan la intensidad del sismo y la activación de deslizamientos. A mayor magnitud y menor profundidad del sismo, los deslizamientos son mas probables y de mayor tamaño.

Intensidad

La intensidad sísmica es un concepto que se aplica a la identificación del grado de destrucción o efectos locales de un terremoto. La intensidad, que es una medida relativa de la fuerza sísmica en un punto determinado, depende de la magnitud del sismo, la profundidad de la zona de liberación de energía, de las características físicas locales del sitio y la distancia del sitio al área epicentral.

La intensidad se puede medir utilizando la escala propuesta por Mercalli (1902) (Tabla7.2). La intensidad disminuye con el aumento de la distancia al epicentro (Figura 7.5).

Existen fórmulas para relacionar la magnitud y la intensidad en el área epicentral como la propuesta por Gutenberg y Richter (1954):

$$Magnitud = 1 + \frac{1}{3}\ intensidad$$

Esta fórmula no es precisa porque no tiene en cuenta la profundidad de los sismos, pero muestra que existe una relación entre las dos formas de medir los movimientos sísmicos.

La ocurrencia de un deslizamiento relacionado con un sismo depende de la intensidad del sismo y de otros factores topográficos, geológicos e hidrogeológicos. La mayoría de los grandes deslizamientos están relacionados con eventos sísmicos de gran magnitud en el cinturón Circun

Tabla 7.1 Posibilidad de deslizamientos causados por sismos (Keefer, 1984).

Magnitud del sismo	Tipo de deslizamiento producido
4.0	Caídos de roca, deslizamientos de roca, caídos de suelo y alteración de masas de suelo.
4.5	Deslizamiento de translación, rotación y bloques de suelo.
5.0	Flujos de suelo, esparcimientos laterales, deslizamientos subacuáticos.
6.0	Avalanchas de roca.
6.5	Avalanchas de suelo.

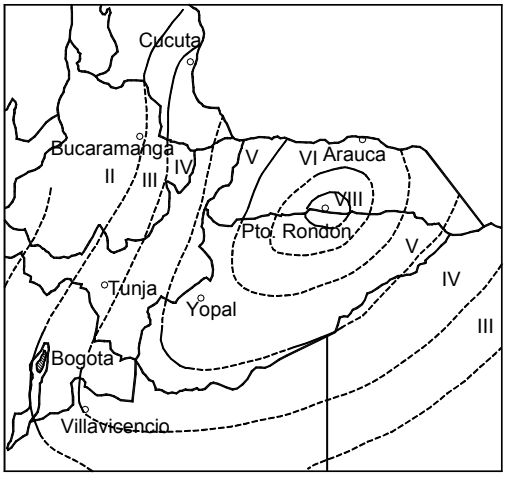


Figura 7.5 Mapa de Isosistas del Sismo de Puerto Rondón, Colombia 1993 (Romero y otros 1994).

Pacífico y generalmente, son de gran magnitud, presentando foco poco profundo. Entre más cercano sea el sitio al epicentro la posibilidad de activación de deslizamientos, es mayor (Figura7.6).

Coeficiente de Intensidad de Arias

Para analizar la amenaza de deslizamientos de tierra se utiliza con frecuencia la "Intensidad de Arias", la cual es una función de la magnitud del sismo y la distancia al foco (Arias,1970; Wilson y Keefer, 1985).

$$\log I_a = M - 2\log R - 4.1 + 0.44P$$

Donde:

Ia = "Intensidad de Arias" en metros por seg.
M = Magnitud del sismo.
R = Distancia al foco en Kilómetros
P = Probabilidad de que el Ia real exceda el Ia calculado.

La intensidad de Arias describe de mejor forma los daños causados por un sismo que la intensidad de Mercalli o la Aceleración máxima PGA. El modelo simplificado de intensidad de Arias se utiliza para zonificar la amenaza a deslizamientos empleando SIGs. (Wilson y Keefer, 1985; Jibson y otros, 1998; Miles y Keefer, 2000).

El coeficiente de intensidad de Arias permite determinar el desplazamiento de la masa de un talud en el momento de un sismo, conocida como deformación de Newmark (Jibson, 1993).

Tabla 7.2 Escala de intensidad Mercalli modificada.

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, pero es registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, los objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en los pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como un sismo. Es una vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, los objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, los vehículos estacionados se bambolean, la cristalería y los vidrios suenan, las puertas y paredes de madera, crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, las personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; los objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, los relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, los vidrios y vajillas se quiebran, los libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, las campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse parado, es percibido por los conductores de vehículos en marcha, los muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclajes, algunas grietas en mampostería de calidad media, las campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados; algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporticadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tubería enterrada, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidos, algunas construcciones de madera de buena calidad dañada, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

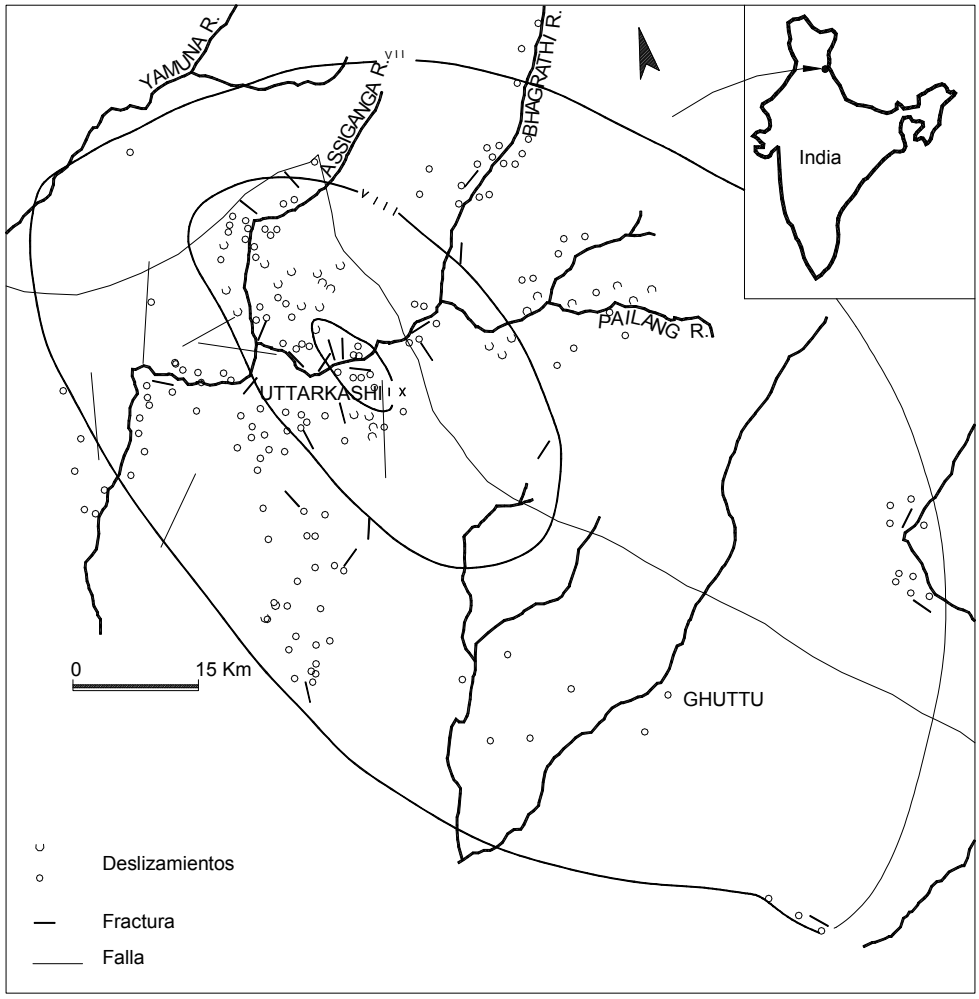


Figura 7.6 Localización de deslizamientos co-sísmicos en el mapa isosísmico del terremoto de Ultarkashi (Pande- 1996).

Aceleración Pico (PGA)

La aceleración máxima (PGA) horizontal es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma tomando la suma de dos componentes ortogonales. La aceleración producida por un sismo, la cual está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado sitio, es el parámetro más comúnmente utilizado para determinar los parámetros que se van a utilizar en el análisis sísmico de taludes.

Las aceleraciones verticales han recibido una atención menor que las horizontales, debido a que se supone que su efecto sobre las estructuras y taludes es menor. Generalmente, se asume que la aceleración pico vertical es los dos tercios de la aceleración pico horizontal; sin embargo, en sitios muy cercanos al área epicentral, las aceleraciones verticales adquieren valores mayores y en sitios muy alejados valores mucho menores. Usualmente, se utiliza el parámetro PGA para la evaluación sísmica de taludes. Sin embargo, la capacidad de un sismo para activar deslizamientos depende no solamente de la amplitud de la onda, sino también, de su contenido de frecuencias y la duración del sismo.

Los movimientos con picos altos de aceleración no son necesariamente más destructivos que aquellos con picos menores, debido a que el tiempo de ocurrencia del sismo interviene en forma importante en el comportamiento tanto de las estructuras como de los suelos (Tabla 7.3).

Tabla 7.3 Aceleración máxima y duración de sismos (Housner, 1970)

Magnitud (M)	Duración (segundos)	Aceleración máxima (%g)
5.0	2	9
5.5	6	15
6.0	12	22
6.5	18	29
7.0	24	37
7.5	30	45
8.0	34	50
8.5	37	50

Otros Parámetros del Movimiento Sísmico

Existen otros parámetros importantes que se utilizan con frecuencia en el análisis sísmico, entre los cuales se encuentran los siguientes:

- Velocidad pico
- Desplazamiento pico
- Período predominante de vibración
- Longitud de onda
- Espectro respuesta

Se sugiere el estudio de estos factores en un texto de ingeniería sísmica, como el de Kramer (1996).

Análisis de la Amenaza Sísmica

El análisis de amenaza sísmica incluye la predicción cuantitativa de la intensidad del sismo en un sitio en particular. Las amenazas pueden analizarse determinística o probabilísticamente. El primer paso en el análisis es la identificación y evaluación de las fuentes de sismos y para ello, se utilizan las evidencias geológicas, la actividad de las fallas, las evidencias tectónicas y la sismicidad histórica e instrumental.

La teoría de placas tectónicas es la base de los análisis sísmico-geológicos o paleo-sismológicos. La actividad de las fallas es un elemento muy importante para determinar si una falla representa una amenaza sísmica y es corriente diferenciar las fallas activas de las inactivas. La sismicidad histórica permite confirmar la ocurrencia de sismos en el pasado y estimar la distribución geográfica de intensidad.

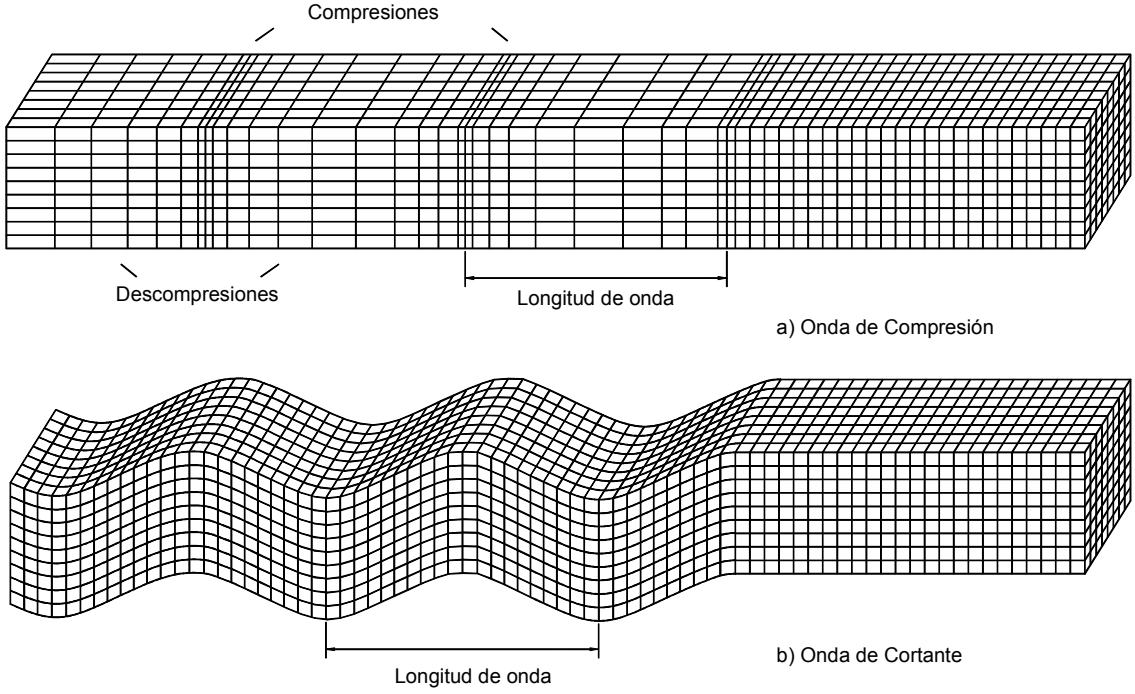


Figura 7.7 Ondas de cuerpo.

Sin embargo, la sismicidad instrumental es la herramienta más útil para el análisis de amenaza sísmica. En la actualidad existen instrumentos en la mayoría de las zonas sísmicas del mundo que permiten determinar las características y localización de prácticamente todos los eventos sísmicos que ocurren.

CARACTERÍSTICAS DE LAS ONDAS SÍSMICAS

Cuando ocurre un sismo se producen diferentes tipos de onda:

Ondas de Compresión (P)

Conocidas como ondas P, consisten en movimientos repetidos de compresión y enrarecimiento; son análogas a las ondas de sonido, en el cual, la partícula se mueve en la misma dirección del movimiento de la onda (Figura 7.7). Esta onda es la más rápida y es la primera que se registra en un sismógrafo.

Ondas de Cortante (S)

Conocidas como ondas S u ondas secundarias, producen deformaciones de cortante a medida que se mueven dentro del suelo o la roca. El movimiento de las partículas individuales es normal a la dirección del movimiento.

Las ondas S son más lentas que las ondas P. La velocidad de la onda de cortante es utilizada como parámetro para identificar las propiedades dinámicas de los suelos.

Esta velocidad puede obtenerse de los ensayos de campo, de laboratorio o en forma empírica, por la correlación con otras propiedades de los suelos (Figura7.8).

Ondas Rayleigh

Son ondas que se forman en la superficie por interacción entre las ondas P y las ondas S verticales. Son similares a las que se producen en el agua cuando se lanza una piedra (Figura7.9).

Ondas Love

Son un resultado de la interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales de terreno. Las ondas Love no tienen componente vertical y generan movimientos de torsión.

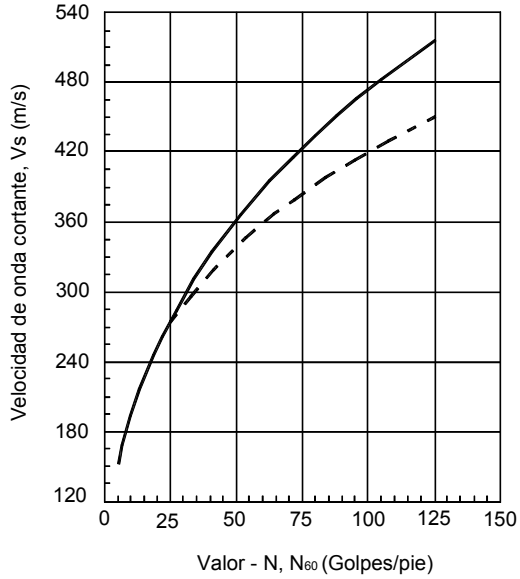


Figura 7.8 Relación entre la velocidad de la onda de cortante y el N de penetración estándar (Department of Defense, 1997).

AMPLIFICACIÓN DE LA ONDA EN EL SITIO

La importancia de la respuesta de la onda en cada sitio ha sido demostrada en los sismos de los últimos años. Los resultados de esos estudios han servido para desarrollar recomendaciones de clasificaciones y espectro de diseño para utilización en los códigos.

Seed y Bray (1997), recomiendan una tabla de clasificación de sitio para tener en cuenta en el análisis sísmico. De acuerdo con la clasificación del sitio, hay una amplificación de la onda de la roca al suelo (Tabla 7.4).

Para la clase de sitio A no existe amplificación y para las clases de sitio E y F la amplificación es muy grande.

La amplificación está relacionada con la formación de ondas superficiales (Raleigh y Love) las cuales son de mayor amplitud en suelos blandos.

De la misma forma, la presencia de niveles freáticos produce una amplificación de la onda sísmica, un aumento de la aceleración y la amplitud de las deformaciones.

Tabla 7.4 Sistema de clasificación de sitio para sismos (Seed y Bray, 1997).

Clase	Condición	Descripción	Características
(A_o)	A_o	Roca muy dura	V_s > 5000 pies / seg. En los 50 pies + sub-superficiales
A	A_1	Roca competente con muy poco o ningún suelo	2500 pies / seg. ≤ V_s ≤ 5000 pies / seg. Y espesor del suelo + roca meteorizada < 40 pies con V_s > 800 pies / seg.
AB	AB_1	Roca blanda fracturada o meteorizada	V_s ≤ 800 pies / seg. 40 pies ≤ H suelo + roca meteorizada ≤ 150 pies
	AB_2	Suelo delgado duro sobre roca sana o meteorizada	
B	B_1	Suelos principalmente no cohesivos y profundos	No hay arcilla blanda H suelo cohesivo < 0.2H suelo no cohesivo
	B_2	Suelos duros, cohesivos, poco profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros, cohesivos	V_s > 500 pies /seg. H de suelos ≤ 200 pies
C	C_1	Suelos duros cohesivos, poco profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros, cohesivos y pequeñas capas de arcilla blanda	Igual a B_2 excepto 0 pies < H arcilla blanda ≤ 10 pies
	C_2	Suelos principalmente no cohesivos, muy profundos	Igual a B_1 excepto Espesor de suelo > 300 pies
	C_3	Suelos cohesivos, duros, profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros, cohesivos, sin arcilla blanda	H suelo > 200 pies V_s > 500 pies /seg.
	C_4	Suelos cohesivos, blandos, sometidos a niveles pequeños a moderados de vibración	10 pies ≤ H arcilla blanda ≤ 100 pies $A_{max.roca}$ ≤ 0.25 g
D	D_1	Suelos cohesivos, blandos, sometidos a niveles medios a fuertes de excitación	10 pies ≤ H arcilla blanda ≤ 100 pies 0.25 g < $A_{max.roca}$ ≤ 0.45 g ó 0.25 g < $A_{max.roca}$ ≤ 0.55 g y M ≤ 7.25
(E)[6]	E_1	Suelos blandos, cohesivos, muy profundos	H arcilla blanda > 100 pies
	E_2	Suelos blandos, cohesivos y excitaciones muy fuertes	H arcilla blanda > 10 pies y/o $A_{max.roca}$ > 0.55 g o $A_{max.roca}$ > 0.45 g y M > 7.25
	E_3	Arcillas de muy alta plasticidad	H arcilla > 30 pies con IP > 75% y V_s < 800 pies / seg.
(F)[7]	F_1	Suelos altamente orgánicos o turbas	H > 20 pies
	F_2	Sitios susceptibles de sufrir fallas del terreno debido a licuefacción u otros modos de inestabilidad general	

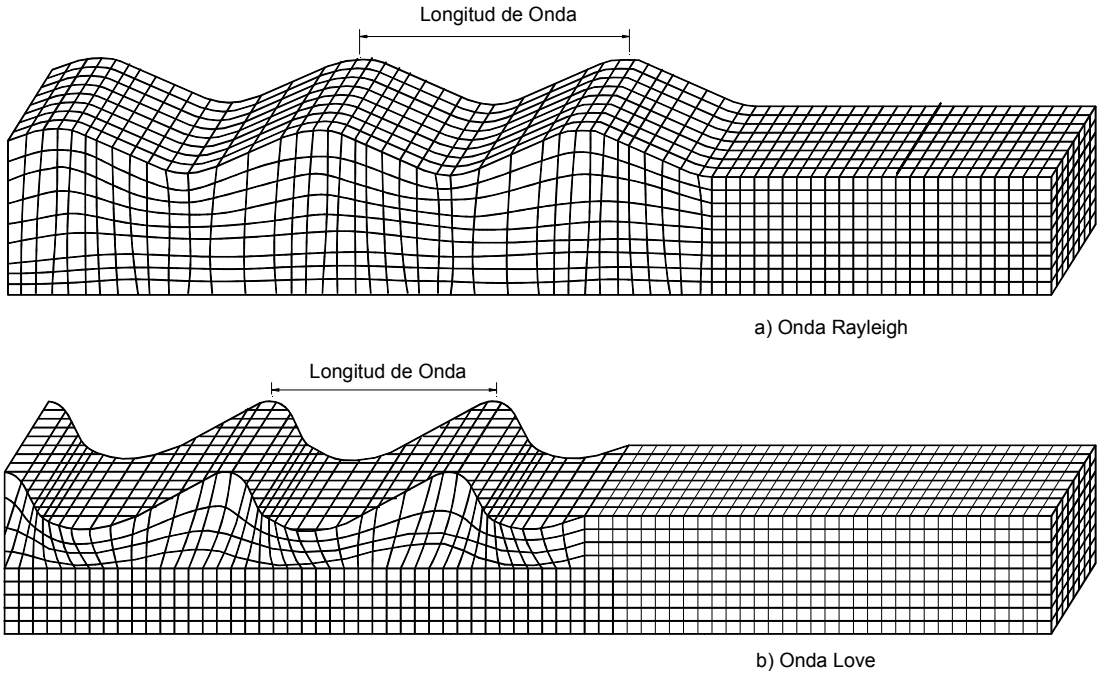


Figura 7.9 Ondas Superficiales

Seed y Bray (1997) sugieren evaluar el nivel de respuesta de diseño para un sitio determinado, en tres pasos.

- Primero, determinar la aceleración que ocurriría si el sitio fuera roca competente (sitio A), basándose en la sismicidad regional.
- Luego, modificar la aceleración obtenida por un factor de amplificación que depende de las características del sitio.
- Finalmente, se determina el espectro respuesta para este valor de aceleración. Al producirse la amplificación, también se modifica la frecuencia (Figura7.10).

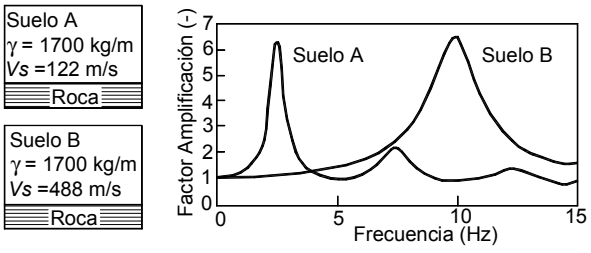


Figura 7.10 Amplificación de la onda sísmica en dos suelos diferentes (Kramer, 1996).

Amplificación por Efecto Topográfico

La onda sísmica se amplifica en la superficie de un talud. A mayor altura del talud, la amplificación es mayor (Figura 7.11). Los efectos aparentes de amplificación topográfica fueron observados por Celebi (1991) en el sismo de Chile de 1985 de magnitud 7.8, allí se observaron amplificaciones espectrales hasta de 10, en taludes de 20 metros de altura.

Boore (1972) realizó estudios numéricos de la respuesta sísmica de los taludes de gran altura y concluyó que el movimiento del talud consistía de tres fases: una onda directa, una onda reflejada y una onda difractada. El resultado mostró que había una amplificación importante en la parte alta del talud y que a lo largo de los lados del talud, podría ocurrir amplificación y atenuación dependiendo de la geometría del talud y la frecuencia del movimiento. La amplificación tenía un valor hasta del 100% y disminuía con el ángulo del talud y la longitud de onda.

Sitar y Clough (1983) encontraron que las aceleraciones tienden a amplificarse en la cercanía de la cara del talud y la amplificación topográfica varía entre 40 y 76%. La mayor amplificación ocurre en la cresta del talud cuando la frecuencia del sismo está cercana a la frecuencia natural de la topografía.

Ashford y Sitar (1997) mencionan un caso en Santa Mónica, donde las aceleraciones amplificadas llegaron a obtener valores de 0.93g de aceleración horizontal y 0.25g de aceleración vertical, los cuales produjeron deslizamientos importantes. Estas fallas ocurrieron en depósitos de edad Cuaternaria, de arena pobremente cementada en taludes de 40 a 60 m de altura y pendientes de 45º a 60º. Por lo general, las fallas más severas ocurren hasta una distancia de 50 m de la cresta de los taludes, cantidad aproximadamente igual a la altura de los mismos y la mayoría de las fallas ocurrieron hasta 100 m arriba de la cresta. Este ejemplo de amplificación demuestra el gran efecto que tiene la topografía sobre el comportamiento sísmico de los suelos.

Ashford (1997) concluyó que el efecto de un talud fuerte sobre la respuesta sísmica puede ser normalizado como una función de la relación entre la altura del talud y la longitud de la onda (λ) (Figura 7.12). Considerando el efecto del ángulo del talud, se observa que la amplificación tiende a aumentar en los taludes de más de 60º. Para los taludes de menos de 30 grados de pendiente, el efecto topográfico es insignificante (Ashford y Sitar, 1994).

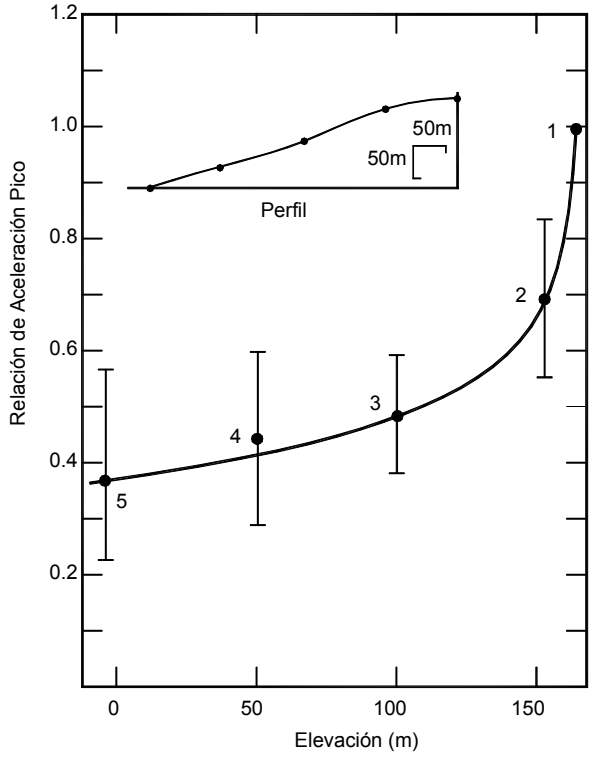


Figura 7.11 Aceleraciones pico normalizadas (Barras de valores medios) medidas en un talud en el Japón (Jibson, 1987).

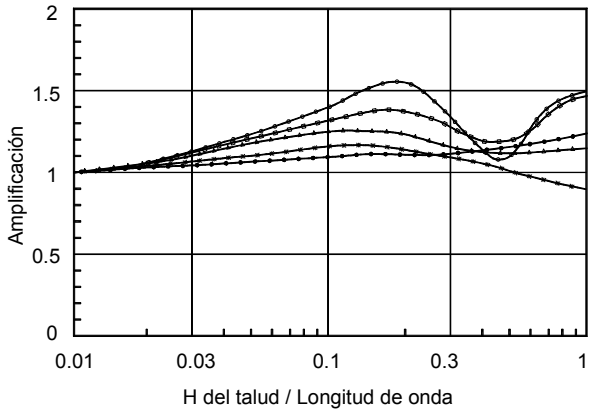


Figura 7.12 Amplificación de onda sísmica en un talud y su relación con la altura del talud y la longitud de onda (Ashford y Sitar 1997).

ESFUERZO INDUCIDO

Los esfuerzos cíclicos inducidos por los sismos pueden determinarse evaluando el sismo de diseño y la distancia del área epicentral hasta el sitio. Estos análisis son realizados por expertos en sismología. El resultado, generalmente, es una aceleración pico en roca en el sitio. Estas aceleraciones en roca deben incrementarse especialmente si hay depósitos profundos de suelos blandos (Idriss, 1991). Para obtener dichas aceleraciones se pueden utilizar programas de computador como SHAKE, FLAC, Y PLAXIS.

La estimación de los esfuerzos cíclicos de cortante puede usarse empleando el sistema utilizado por Seed y Idriss, 1971. El esfuerzo máximo de cortante está dado por la ecuación:

$$\tau_{max} = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

Donde:

γ = densidad del suelo
h = profundidad del elemento
a_{max} = aceleración pico superficial
r_d = factor que depende de la profundidad
(r_d = 1.0 para la superficie del terreno y
r_d = 0.9 para 10 metros de profundidad).

Para otras profundidades se debe utilizar la relación lineal.

La experiencia ha demostrado que el esfuerzo promedio cíclico es de aproximadamente el 65% del esfuerzo máximo.

SUBSIDENCIA SÍSMICA

La subsidencia sísmica es una de las más importantes propiedades dinámicas del "loess". Esto se debe principalmente, al gran volumen de poros y a la poca cementación de la estructura de estos materiales depositados por el viento y a la presencia de macroporos de tamaño, varias veces mayor a la de la partícula (hasta varios cientos de veces) (Yang D.B. Zhengzhong Z., 1996). Generalmente, la cementación entre partículas es pobre y predominan las partículas de cuarzo.

La susceptibilidad a la subsidencia sísmica puede analizarse realizando un ensayo de consolidación dinámica en un equipo de compresión triaxial dinámica. Cuando el esfuerzo dinámico alcanza el esfuerzo dinámico crítico (CDS), la estructura del suelo colapsa.

DILATANCIA

La deformación asociada con un esfuerzo sísmico es muy importante en los suelos granulares y en los enrocados de grandes presas. Se observa en presas de enrocado que la aceleración en la parte superior del terraplén es varias veces mayor que la aceleración en su base y en ocasiones, excede el coeficiente sísmico de diseño. Lo que ocurre en estos casos es que el conjunto de partículas gruesas que conforman el enrocado, generalmente es, muy resistente a la deformación y aunque se presenta un estado crítico de aceleración, la deformación generada no alcanza a producir la falla del terraplén.

Se han realizado ensayos dinámicos hasta la falla de modelos de taludes en forma de terraplén de suelos granulares y se ha observado que el terraplén empieza a fallar con una dilatancia visible (Konagai K.– Matsushima T. 1996). La aceleración que produce la falla al cortante de una superficie depende de la frecuencia de la excitación sísmica y del tamaño de los granos y la falla no ocurre hasta que se ha generado una dilatancia considerable.

La altura del talud tiene un efecto determinante sobre la magnitud de la dilatancia. El efecto es similar en la deriva de los edificios.

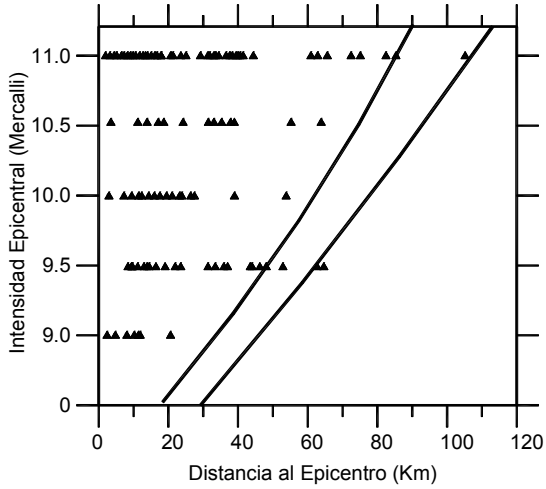


Figura 7.13 Distancia máxima al área epicentral de sitios de licuefacción para diferentes intensidades epicentrales (Romeo y Delfino, 1996).

LICUACIÓN

La licuación es la facilidad con que un suelo puede perder toda su resistencia al cortante y comportarse como un líquido. La licuación de los suelos ocurre por aumento repentino de la presión de poros, debido a los esfuerzos generados por la intensidad del sismo, especialmente, en áreas cercanas al epicentro (Figura 7.13).

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivo. Tal pérdida conduce al colapso de cualquier estructura edificada, sobre o hecha de un material que entra en licuación. La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno, el cual puede cubrir áreas muy extensas.

Las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia son:

- Incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y aumento correspondiente de la presión de poros (Figura7.14).

- Desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial ocasionadas por la fuerza del sismo. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo cuyos

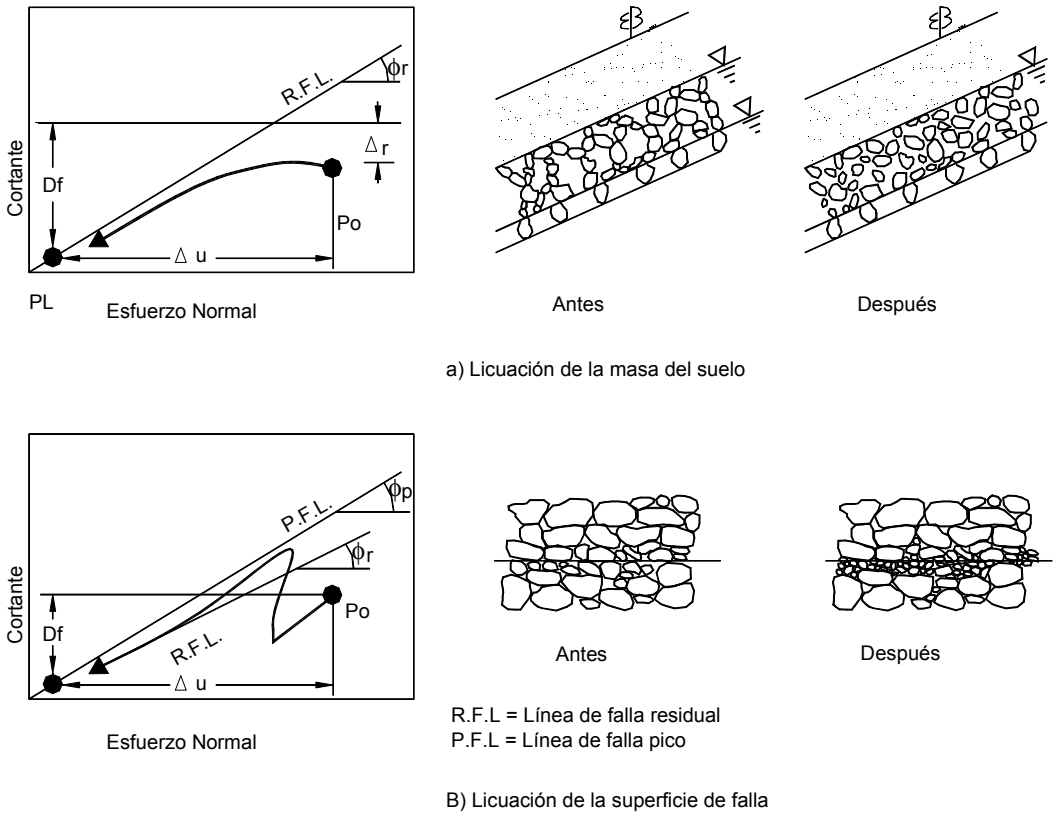


Figura 7.14 Trayectoria de esfuerzos y diagrama de la licuación de una masa de suelo (A) y la licuación a lo largo de una superficie de falla (B) (Sassa, 1996).

vacíos saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones de poros.

Para el análisis de la ocurrencia de deslizamientos por licuación (si el área licuada afecta un volumen importante en la posible superficie de falla) podría ocurrir deslizamiento y si la licuación afecta un área muy pequeña, la posibilidad de deslizamiento es menor.

En un cálculo de factor de seguridad utilizando Software, al volumen potencialmente licuable se le asignan valores de resistencia cero para el análisis.

Deslizamientos en suelos licuables

Es común la ocurrencia de deslizamientos en zonas de baja pendiente, en suelos licuables. Las pendientes típicas de estos deslizamientos varían de 10º a 20º (Trandasir y Sassa, 2005).

Suelos Susceptibles a la Licuación

La licuación ha ocurrido frecuentemente en arenas finas sueltas y en arcillas saturadas muy sensitivas.

La susceptibilidad a la licuación es propia de los limos o arenas no cementados, saturados, que se encuentran a poca profundidad. Otro factor importante en la ocurrencia de la licuación, es la edad de los depósitos.

Los depósitos más recientes son más susceptibles a licuación que los depósitos más antiguos. Sin embargo, no se ha desarrollado una correlación para tener en cuenta este factor en el análisis.

La licuación es más frecuente en los suelos sueltos que son suelos densos. Los rellenos saturados son muy susceptibles a licuación.

Licuación en los suelos granulares

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos o limos no plásticos, o sus mezclas.

Las arenas sueltas con d10 ≅ 0.1 mm y coeficiente de uniformidad Cu < 5 y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en un terreno de cimentación o en un talud natural.

En las arenas sueltas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que genera el fenómeno. En las arenas uniformes, finas (se reduce su permeabilidad, lo cual impide la disipación de las presiones en el agua).

Al incrementarse las presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero; en estas condiciones, la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno.

En la práctica, se pueden identificar los suelos licuables como los suelos granulares sueltos cuya resistencia a la penetración estándar es menor o igual a 5 golpes por pie. Igualmente, los rellenos son materiales muy susceptibles a la licuación.

Licuación en arcillas

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre asociadas a las arcillas (rápidas) marinas emergidas por la recuperación isostática de los continentes y lavadas con posterioridad, con sustitución lenta del agua salada (originalmente contenida en sus poros por agua dulce) lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones de sodio), que propician variación de la resistencia al esfuerzo cortante y gran aumento en su sensitividad.

La menor resistencia conduce a un menor factor de seguridad en los taludes que se forman en éstos suelos que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable pues la falta de iones en el agua, impide la reestructuración.

Conceptos Básicos de la Licuación

Si un suelo saturado y sin cohesión es sometido a vibraciones sísmicas, el suelo se contrae y desarrolla presiones de poros positivas a menos que ocurra un drenaje rápido.

Si la presión de poros alcanza niveles tan altos como la presión geoestática vertical, la presión efectiva desaparece (presión efectiva = 0). En ese caso, el suelo pierde la totalidad de su resistencia, se comporta como un líquido y ocurren deformaciones significativas (Cornforth, 2005).

Cuando el movimiento sísmico desaparece queda una presión de poros remanente, la cual se va a tratar de desplazar lateralmente a medida que se disipa, y en este proceso, puede producir consecuencias sobre las capas adyacentes.

La mayor parte del daño causado por la licuación ocurre momentos después de que el terremoto ha finalizado, como ocurrió en la presa de San Fernando en 1971 (Seed y Harder, 1990).

La relación de esfuerzo cíclico (CSR)

Un sismo puede compararse con un sistema de esfuerzos cíclicos. Por esta razón, la amenaza de licuación se puede analizar empleando la relación de esfuerzo cíclico definido por la siguiente ecuación:

$$CSR = \frac{\tau_o}{\sigma_o^{'}}$$

Donde:

τ_0 = esfuerzo de cortante dentro del suelo a una determinada profundidad

σ' = esfuerzo vertical efectivo a la misma profundidad

La licuación ocurre cuando la presión de poros μ es igual al esfuerzo vertical σ_v. Si se involucran estos parámetros en una relación de presión de poros r_u.

$$r_\mu = \frac{U}{\sigma_v} = \left[\frac{\Delta\mu}{\sigma_v^{'}}\right]$$

Cuando $r_\mu = 1$ se inicia la licuación.

El término CSR para licuación, también es denominado como CRR.

Resistencia del suelo a la licuación

El sistema más utilizado para evaluar la resistencia a la licuación de un suelo no cohesivo, se basa en la experiencia con suelos de composición similar y la relación de la licuación con el ensayo de penetración estándar SPT.

En la figura 7.15 se muestra una correlación entre la amenaza de licuación, el N de penetración estándar y el % de finos (Seed y otros, 1985). Los puntos a la izquierda, corresponden a las condiciones con amenaza de licuación y los puntos a la derecha, a condiciones no licuables. El N en la gráfica corresponde al N corregido. Esta gráfica es aplicable a suelos por debajo de superficies planas ($\alpha = 0$) y para un sismo de magnitud 7.5 con una presión efectiva de 1 Ton/pie^2.

Cuando no se cumplen las condiciones indicadas anteriormente, el CSR promedio requerido para producir licuación, debe ser ajustado por medio de la siguiente expresión:

$$\tau_{av} = \left[\frac{\tau_{av}}{\sigma_0^{'}}\right]_{\alpha=0} K_\alpha . K_\sigma . \sigma_0^{'} . C_M$$

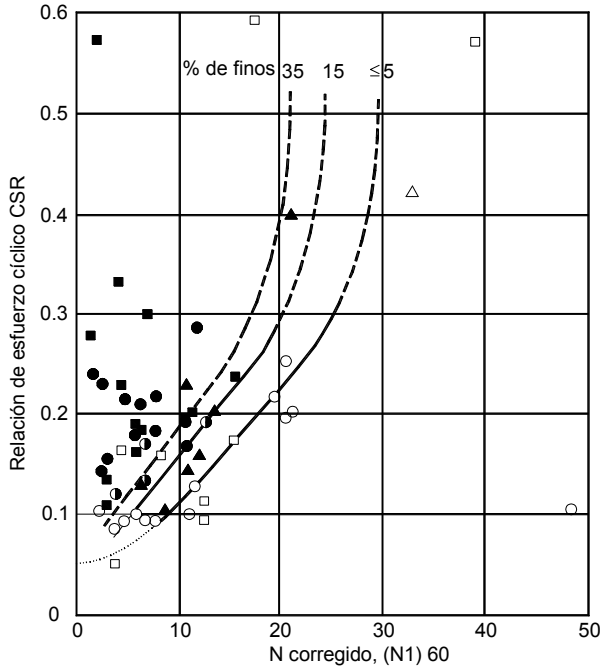


Figura 7.15 Relación entre el CSR (relación de esfuerzo cíclico) y el N de penetración estándar corregido para un sismo de magnitud 7.5 (Seed y otros, 1985).

Tabla 7.5 Valores del factor C_M Número de ciclos representativos para sismos de diferente magnitud (Seed y otros, 1975, 1982 y Youd y Idriss, 2001).

Magnitud del sismo M	Número representativo de ciclos al 65% de la aceleración máxima	Factor de corrección C_M
5.5		2.2-2.8
6.0	5-6	1.76-2.1
6.5		1.44-1.6
7.0		1.19-1.25
7.5	15	1.00
8.0		0.84
8.5	26	0.72

Donde:

$\left[\frac{\tau_{av}}{\sigma_0^{'}}\right]_\alpha$ es el CSR obtenido de la figura 7.15

K_α es una relación para tener en cuenta el ángulo α. Sin embargo, no existe acuerdo entre los estudios realizados sobre el valor que se debe utilizar.

Por la razón anterior, se recomienda $K_\alpha = 1.0$ a menos que se tenga claridad sobre el efecto de α. K_σ tiene en cuenta la influencia sobre la licuación de los esfuerzos de confinamiento y se puede obtener de la figura 7.16.

C_M tiene en cuenta el efecto de que los sismos de mayor magnitud producen vibraciones más largas y por lo tanto, mayor cantidad de ciclos de carga. El valor de C_M se puede obtener de la tabla 7.5.

Factor de Seguridad contra Licuación

El factor de seguridad F contra licuación puede definirse por la ecuación siguiente:

$$F = \frac{CSR\ para\ r_u = 1.0}{CSR\ inducido\ por\ el\ sismo} = \frac{(CSR)_l}{(CSR)_e}$$

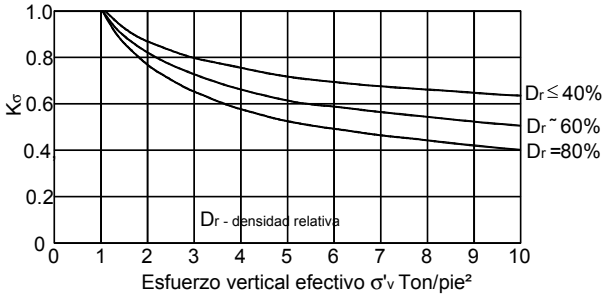


Figura 7.16 Obtención del factor de corrección K_σ para diferentes esfuerzos verticales efectivos (Hynes y Olsen, 1999).

El factor de seguridad contra licuación puede calcularse para cualquier punto en el estrato dividiendo la resistencia del suelo por el esfuerzo promedio cíclico inducido por el sismo. Para resolver las incertidumbres en el procedimiento de Seed e Idriss, el procedimiento simplificado puede ser interpretado de la siguiente forma: si el factor de seguridad contra licuación es menor de 1.1, equivale a que ocurre licuación (r_u = 1.0) y si el factor de seguridad es mayor de 1.3, equivale a que no ocurre licuación (r_u = 0).

Resistencia residual después de la licuación

En un talud que ha fallado durante un sismo ,es importante obtener el valor de la resistencia que queda después del sismo; a esta resistencia se le denomina "resistencia residual", pero no debe confundirse con la resistencia residual de un ensayo de resistencia al corte. El valor de la resistencia residual depende, en buena parte, de los desplazamientos que haya sufrido el suelo. Cuando los suelos han sido sometidos a grandes deformaciones, el N de penetración estándar disminuye como se indica en la figura 7.17.

Criterios Para el Análisis de la Licuación

Para determinar la susceptibilidad de un suelo a licuación existen varios criterios (Kramer, 1996):

Criterio geológico

Los depósitos del suelo que son susceptibles a licuación son los materiales uniformes granulares sueltos, tales como depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. La licuación se ha observado en abanicos aluviales, playas y otros depósitos de semi-gravedad y es poco frecuente en los suelos residuales o materiales cementados.

La licuación solamente ocurre en los suelos saturados, por lo tanto, la profundidad del nivel de agua influye en la susceptiblidad a la licuación. La licuación es más común en los suelos donde el nivel freático se encuentra subsuperficial.

Los rellenos o depósitos hechos por el hombre en estado suelto, son muy susceptibles a la licuación. La susceptiblidad a la licuación de depósitos antiguos generalmente es menor que la de los depósitos nuevos. Suelos del Holoceno son más susceptibles que los suelos del Pleistoceno.

Criterio composicional

La forma, tamaño y gradación de las partículas influye en la susceptibilidad a la licuación. La plasticidad tiene un mayor efecto que el tamaño de granos, los suelos no plásticos son muy susceptibles a la licuación, especialmente los limos y las arenas finas. Algunas arcillas también son susceptibles a la licuación de acuerdo con el criterio de Wang (1979). Las arcillas susceptibles a licuación generalmente tienen las siguientes propiedades:

- Fracción menor que 0.005 mm ≤ 15%
- Límite líquido ≤35%
- Contenido de agua ≥0.9 LL
- Indice de líquidez ≤0.75

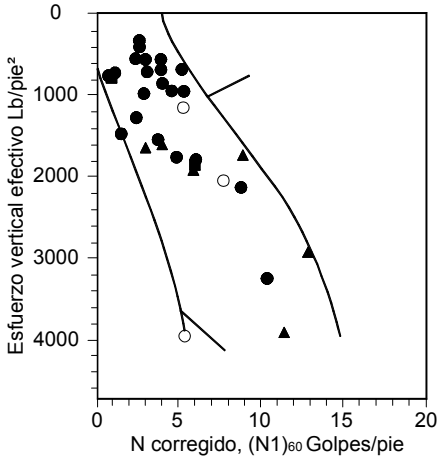


Figura 7.17 Valores de N de penetración estándar para suelos que han sido sometidos a grandes deformaciones en el momento de un sismo (Baziar y Dobry, 1995).

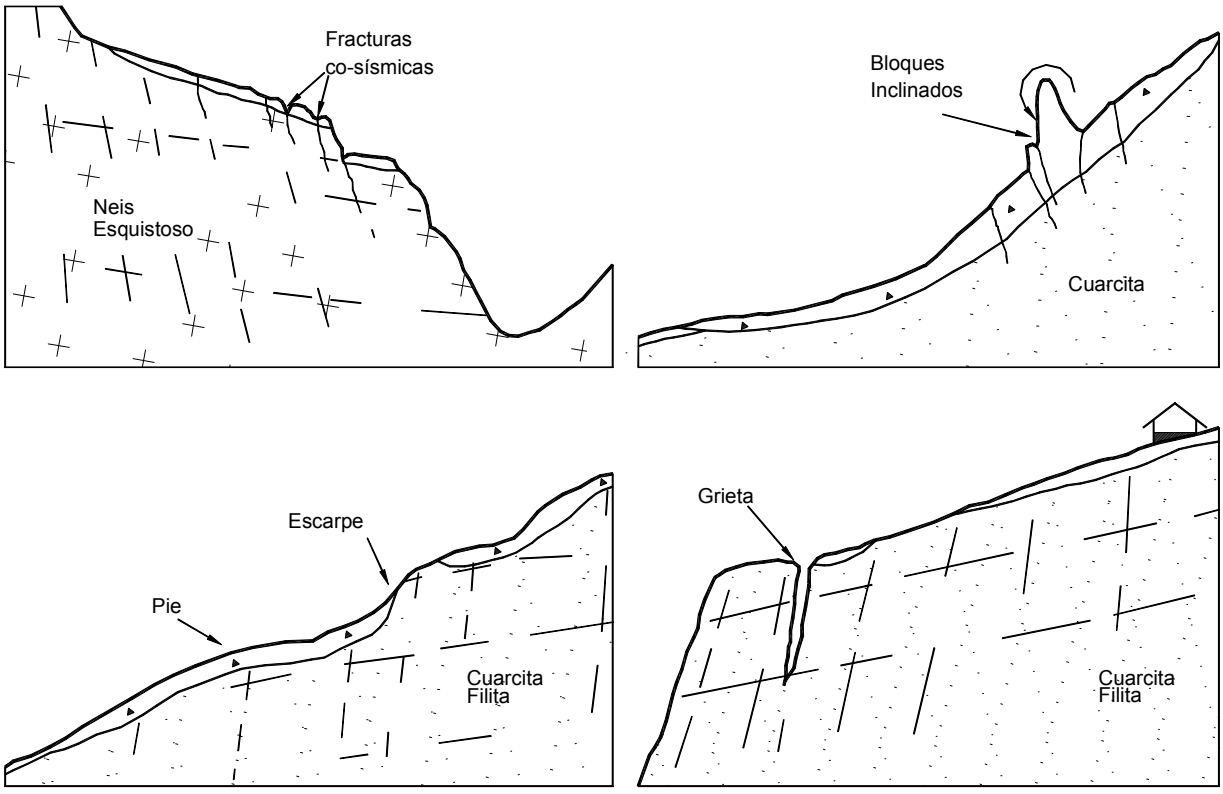


Figura 7.18 Agrietamientos co-sísmicos en La India (Pande 1996).

Las gravas también son susceptibles a la licuación, aunque en menor proporción que las arenas. Los suelos de partículas redondeadas son más susceptibles que los suelos con granos angulares. La susceptibilidad a la licuación también es influenciada por la gradación. Los suelos bien gradados generalmente son menos susceptibles que los suelos pobremente gradados.

Criterio de estado

La susceptibilidad a la licuación depende del estado en que se encuentre el material, esfuerzos, densidad y relación de vacíos. La licuación puede ocurrir en una masa de suelo o puede ocurrir a lo largo de una superficie o línea de falla, en las cuales los esfuerzos de cortante son el factor preponderante.

En el primer caso, la licuación tiene como resultado, un cambio de volumen o asentamiento y en el segundo, se produce un deslizamiento o falla al cortante. La concentración de esfuerzos de cortante facilita la licuación a lo largo de las superficies potenciales de deslizamiento.

La licuación sobre una superficie de falla fue analizada por Sassa (1996). Esta licuación es causada por la destrucción de la estructura a lo largo de la superficie de falla.

FRAGILIDAD SÍSMICA

Algunos materiales relativamente duros tienden a desmoronarse o agrietarse en un evento sísmico, debido generalmente, a la fragilidad del sistema de discontinuidades. Esta situación es común en los suelos residuales fracturados pero poco meteorizados. Una situación similar ocurre con los materiales cementados muy porosos como la piedra pómez, en la cual la presencia de grandes poros facilita la deformación interna por acción de los esfuerzos sísmicos y se produce la falla de la cementación interna de las partículas. Estudios dinámicos realizados por Ashford y Sitar (1994) muestran que la fragilidad genera una disminución de la cohesión, representada por una reducción entre el 85 y el 90% de la resistencia a la compresión simple en el caso de carga cíclica.

Un caso muy común de falla en eventos sísmicos corresponde a los taludes de fuerte pendiente en suelos granulares no muy bien cementados. Se puede mencionar las fallas en la región de San Francisco (Plant y Griggs, 1990) y en cenizas volcánicas cementadas en el Japón (Yamanouchi, 1977). Generalmente, estas fallas ocurren a tensión produciéndose grandes grietas, las cuales producen deslizamientos de tierra. Las grietas de tensión aparecen entre 15 y 30 metros detrás de la corona en taludes hasta de 100 metros de altura. O'Rourke y Crespo (1988) describen deslizamientos similares en formaciones volcánicas del sur de Colombia y de Ecuador.

Fracturación Co-sísmica de Taludes

La fracturación o agrietamiento del suelo y de los macizos rocosos, se presentan como un efecto directo de los esfuerzos inducidos por un sismo en áreas con diversas intensidades de la onda sísmica. Su ocurrencia se observa especialmente en la corona de taludes de alta pendiente y en los escarpes semi-verticales de terrazas cementadas y erosionadas (Figura 7.18).

La magnitud de los agrietamientos depende de la cercanía al área epicentral, de las características topográficas y de la estructura geológica de la ladera afectada. Se han reportado agrietamientos de longitudes hasta de 100 metros y abertura hasta de 55 centímetros (Pande P, Joshi K.C, Narula P.L., 1996) en sitios cercanos al área epicentral de un sismo de magnitud 6.6 en el Himalaya.

La orientación de las fisuras depende principalmente de la geología y topografía y es independiente de las características del sismo. Generalmente, las fracturas son de tensión y el movimiento puede describirse como una inclinación con centro de giro profundo. Con frecuencia, las fracturas producen deslizamientos o caídos de roca, suelo o residuos al poco tiempo después de ocurrido el sismo, especialmente en los períodos de lluvias. La escorrentía puede infiltrarse por las grietas, produciendo presiones de poros y erosión en las fracturas.

Comportamiento de Taludes de Gran Altura en Arenas Cementadas

En los taludes verticales de gran altura se presenta concentración de esfuerzos de tensión en la corona arriba del escarpe (Figura 7.19). Las arenas cementadas en ocasiones presentan taludes de gran altura y pendiente fuerte y son susceptibles al agrietamiento en el caso de sismos (Ashford y Sitar, 1994). Un ejemplo de este comportamiento son los taludes de la ciudad de Bucaramanga, Colombia (Figura 7.20). En situaciones de presiones bajas de confinamiento en las superficies de los taludes, las arenas cementadas producen un comportamiento frágil y una resistencia baja a la tensión. Como resultado, se generan fácilmente grietas de tensión y su comportamiento puede ser devastador bajo cargas dinámicas. El problema es agravado por la amplificación de la aceleración en la cresta de los taludes. La amplificación topográfica puede ser hasta de un 76% (Sitar y Clough, 1983).

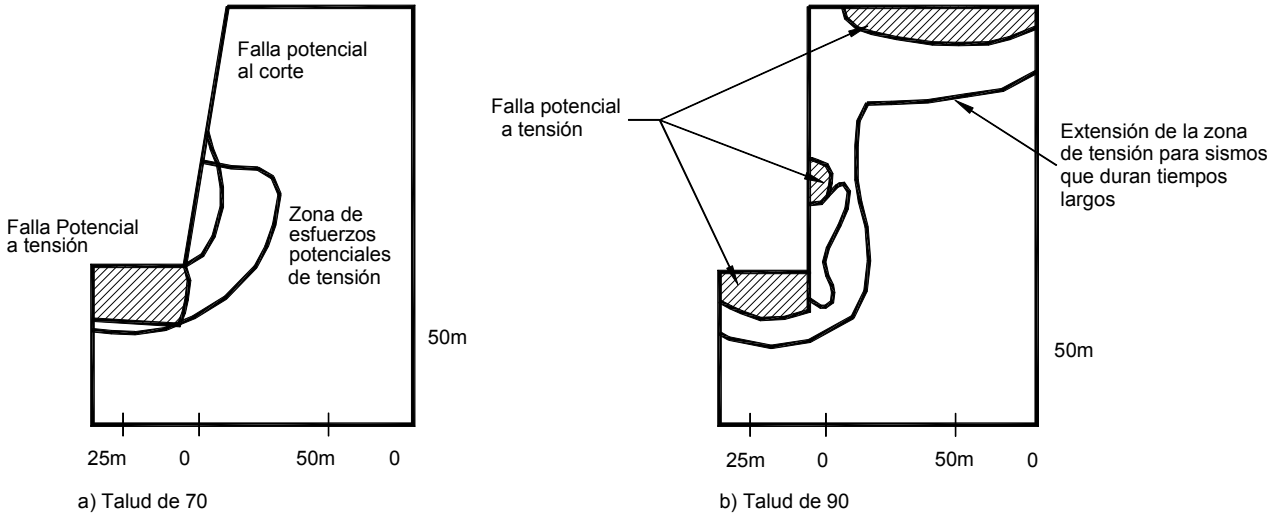


Figura 7.19 Zonas de concentración de esfuerzos en un talud vertical en un sismo.

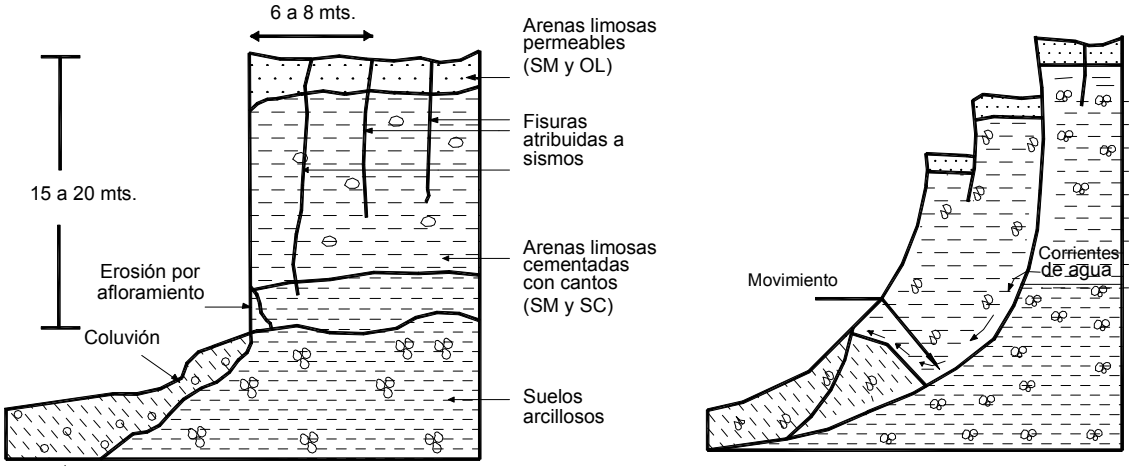


Figura 7.20 Falla por agrietamiento relacionado con eventos sísmicos en Bucaramanga- Colombia.

Comportamiento de Rellenos en Caso de Sismos

Los rellenos son materiales muy susceptibles a sufrir daño en el caso de sismos (Figura 7.21). La mayoría de los estudios sobre el comportamiento de rellenos han sido dirigidos a presas de tierra y muy pocos estudios al comportamiento de rellenos sobre laderas y específicamente McClure (1973) encontró que ocurre una mayor cantidad de fallas en suelos de relleno que en taludes naturales. Algunos de los rellenos más susceptibles son los rellenos de suelos residuales compactados, tales como el granito meteorizado, materiales en los cuales se produjeron fallas catastróficas en el sismo de Kobe (Sassa, 1996).

Los principales problemas de los rellenos asociados con sismos, son los siguientes:

- Agrietamiento co-sísmico debido a la falta de resistencia a la tensión.
- Asentamientos por baja densidad.
- Mayor susceptibilidad a la licuación que los suelos naturales.

Los rellenos son muy susceptibles a agrietarse en el momento de un sismo o a deformarse vertical y horizontalmente, sufriendo asentamientos diferenciales. Los rellenos de tierra reforzada, resisten de mejor forma, los movimientos sísmicos que los rellenos comunes.

COMPORTAMIENTO DE LOS TALUDES EN SISMOS

La ocurrencia de deslizamientos de gran magnitud en sismos, es muy frecuente (Tabla 7.6). Como se mencionó anteriormente, los sismos pueden aumentar los esfuerzos y reducir la resistencia de los suelos, generando la falla progresiva o instantánea del talud.

El conocimiento de las situaciones en las cuales se produjeron deslizamientos de tierra activados por eventos sísmicos, ha servido de guía un tanto empírica para poder predecir la ocurrencia de los deslizamientos. Los deslizamientos son generalmente poco profundos, pero cubren áreas relativamente grandes. Después de ocurrido el sismo se continúan presentando deslizamientos aislados de materiales que fallan en un proceso más lento.

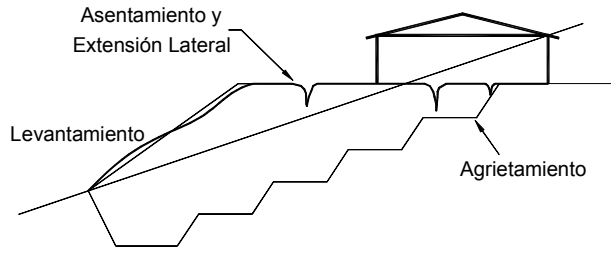


Figura 7.21 Falla típica de un relleno en el caso de un sismo (Stewart, 1995).

Tabla 7.6 Relación histórica de algunos deslizamientos activados por sismos y volcanes.

Sitio del sismo	Fecha	Magnitud Richter	Materiales	Características de los Deslizamientos	Vidas Humanas
China Kanding-Louiding	1786			Deslizamiento gigantesco que produjo el desborde de una presa y como resultado, una gran inundación.	100.000
Italia, Calabria	1786			Los deslizamientos formaron cerca de 250 lagos.	50.000
Rusia, Tadzhik	1911	7.4	Roca	Deslizamiento de roca que destruyó el pueblo de Usoy y afectó al río Murgab en una longitud de 65 Km.	54
Indonesia, Java	1919	volcán	Materiales volcánicos	Se produjeron flujos de lodo caliente que cubrieron un área de 185 km^2, destruyendo 104 poblaciones.	5.110
China, Gansu	Dic 16, 1920	8.5	Loess	Un número no determinado de deslizamientos en un área de 67100 Km^2.	230.000
China, Deixi	1933	7.5		Se generaron deslizamientos de gran magnitud y falló una presa de 255 metros de alto en el río Min.	6.800 por deslizamientos y 2.500 al fallar una presa
Rusia, Tadzhik	1949	7.5	Roca (granitos)	Empezócomoundeslizamiento de rocas y se transformó en una inmensa avalancha de loess y residuos de granito.	20.000
Perú, Monte Huascaran	Enero, 1962	7.75	Residuales	Avalancha.	4.000 a 5.000
EE.UU, Alaska	1964	9.4	Arenas	Un gran deslizamiento relacionado con procesos de licuación destruyó parcialmente las ciudades Anchorage, Valdez, Whitier, Seward.	

Sitio del sismo	Fecha	Magnitud Richter	Materiales	Características de los Deslizamientos	Vidas Humanas
Perú, Monte Huascarán	Mayo 31, 1970	7.7	Residuales	Avalancha de detritos sepultó el pueblo de Yungay y Ranrahirca y un número grande de deslizamientos en un área de 30.000 Km^2.	40.000
Guatemala	Feb 4, 1976	7.5	Depósitos de piedra pómez y sus suelos residuales	Más de 10.000 caídos y deslizamientos de residuos de taludes casi verticales. El movimiento sísmico rompe la cohesión o cementación de materiales duros pero frágiles.	
Washington Mount St. Helen	Mayo 18, 1980	Volcán	Roca	Deslizamiento de 2.8 Km^2 de roca y residuos destruyó nueve puentes. El deshielo del nevado produjo flujos de lodo. Este es el mayor deslizamiento de la historia conocido (Schuster, 1996) 2.8×10^9 m^3.	10
Colombia Nevado del Ruiz	Nov 13, 1985	Volcán	Volcánicos	Una avalancha o flujo de lodo en el valle del río Lagunillas, producto del deshielo del nevado del Ruíz, destruyó la ciudad de Armero.	23.000
Nueva Guinea	1986	7.1	Residuos de roca	Una avalancha formó una presa de 210 metros de altura y un lago de 50 millones de m^3. Al fallar la presa produjo un flujo – avalancha de 100 metros de espesor con residuos saturados.	
Ecuador	Marzo 5, 1987	6.9	Residuales	Varios miles de deslizamientos de roca suelo y lodo destruyeron casi 70 kilómetros de un oleoducto y varias carreteras.	1.000

Sitio del sismo	Fecha	Magnitud Richter	Materiales	Características de los Deslizamientos	Vidas Humanas
California Superstition Hills	Nov12, 1987	6.6	Arenas y Limos	Licuación de arenas y limos. Se midieron presiones de poro excesivas que empezaron a desarrollarse cuando la aceleración alcanzó 0.21g a los 13.6 segundos de iniciado el sismo.	
California Loma Prieta	Octubre 17 1989	7.1		2.000 a 4.000 deslizamientos de roca, suelo y residuos y algunos casos de licuación que produjeron flujos.	
Colombia Río Páez	Junio 6, 1994	6.4	Residuales saturados por lluvias previas	Más de 3.000 deslizamientos en taludes de fuerte pendiente, cubiertos por bosques ,afectaron un área de 5500 Km^2, en la cuenca del río Páez y originaron una gigantesca avalancha de lodo por el cauce del río, la cual destruyó varios poblados.	1971
Japón Kobe	Enero 1995	7.2	Residuales de granito	630 deslizamientos de más de 30 metros de largo localizados hasta una distancia de 10 kilómetros de la falla activa.	5500 muertos por el sismo, sin relación con deslizamientos
Nikawa (Japón Kobe)	Enero 1995	7.2	Relleno con suelos residuales de granito	Destruyó 11 casas. El volumen del deslizamiento fue de 120.000 m^3.	34 muertos

Esfuerzos Sísmicos que Generan un Deslizamiento

En la figura 7.22 se muestran los esfuerzos en el suelo al producirse un deslizamiento en el momento de un sismo (Zhang y Wang, 2007). El proceso es el siguiente:

- Las condiciones de esfuerzos iniciales se representan por el punto (I) sobre la línea con pendiente igual a la pendiente del talud (θ).
- P.F.L. es la línea de falla para la resistencia pico.
- Si los esfuerzos alcanzan la línea de falla P.F.L. (Punto F) ocurre la falla del suelo.
- R.F.L. Es la línea de falla para esfuerzos residuales. Inmediatamente el suelo falla, los esfuerzos bajan de la línea P.F.L a la línea R.F.L.
- Cuando se aplica un esfuerzo cíclico, se genera una presión de poros en exceso y el esfuerzo efectivo disminuye.
- Al disminuir la presión efectiva, la resistencia del suelo disminuye.

- Al producirse la falla, la línea de esfuerzos disminuye hasta la condición S ("Steady State").

- Después de la falla, el movimiento va a continuar si la resistencia al cortante en "steady State" (τs) es menor que el esfuerzo al cortante en el nivel de esfuerzos inicial ($\tau 0$); o sea si ϕ_a es menor que θ. Donde ϕ_a es el ángulo de fricción aparente. ($\tan \phi_a = \tau s / \sigma 0$). En esa situación se genera un flujo (Zhang y Wang, 2007).

- Si el suelo está parcialmente saturado, no se genera presión de poros en exceso, la falla ocurre en F´ y la resistencia al cortante disminuye a R.

Para determinar la posibilidad de que ocurra un flujo en el momento del sismo, se requiere conocer las condiciones en que se presenta en estado "steady state".

En arenas limpias esta condición depende principalmente de la relación de los vacíos. Generalmente, los materiales más densos tienen una resistencia mayor en "steady state".

Existen ensayos de laboratorio para determinar la condición "steady state"; Castro (1975), Castro y Poulos (1977), Poulos (1981), Poulos y otros (1985), Sassa (1995), Zhang y Sassa (1996).

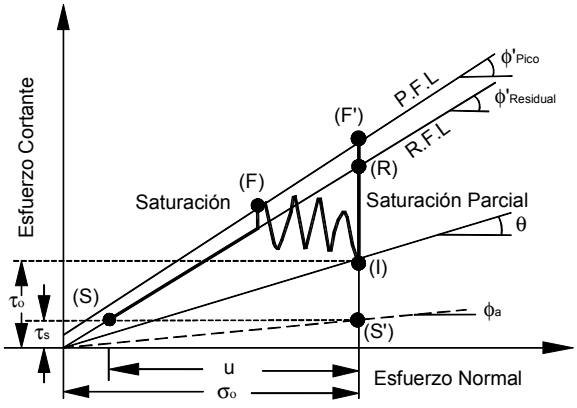


Figura 7.22 Esfuerzos en el suelo al producirse un deslizamiento en el momento de un sismo (Zhang y Wang, 2007).

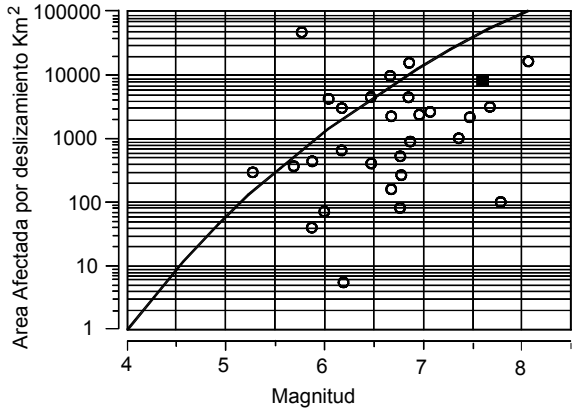


Figura 7.23 Relación entre área afectada por deslizamientos y magnitud de un sismo (Keefer, 1984).

Clasificación de los deslizamientos co-sísmicos

Sassa (1996) presentó una clasificación de tipos de deslizamientos causados por el sismo de Kobe de 1995, la cual se puede modificar de la siguiente forma:

- Fracturación co-sísmica (Agrietamiento)

- Inclinaciones

- Caídos de roca

- Deslizamientos rápidos (Flujos)

- Deslizamientos lentos (Esparcimientos laterales)

- Hundimientos (Colapso)

Factores que Afectan la Respuesta de los Taludes Durante los Sismos

Abramson y Otros (2002) indican que los principales factores que afectan la respuesta sísmica de los taludes incluyen los siguientes:

La Magnitud de la aceleración sísmica. Un trabajo realizado por Keefer (1984) muestra que para la producción de cierto tipo de deslizamientos, se requiere una gran magnitud del sismo (tabla 7.1). A mayor magnitud del sismo es mayor el área afectada por los deslizamientos (Figura 7.23).

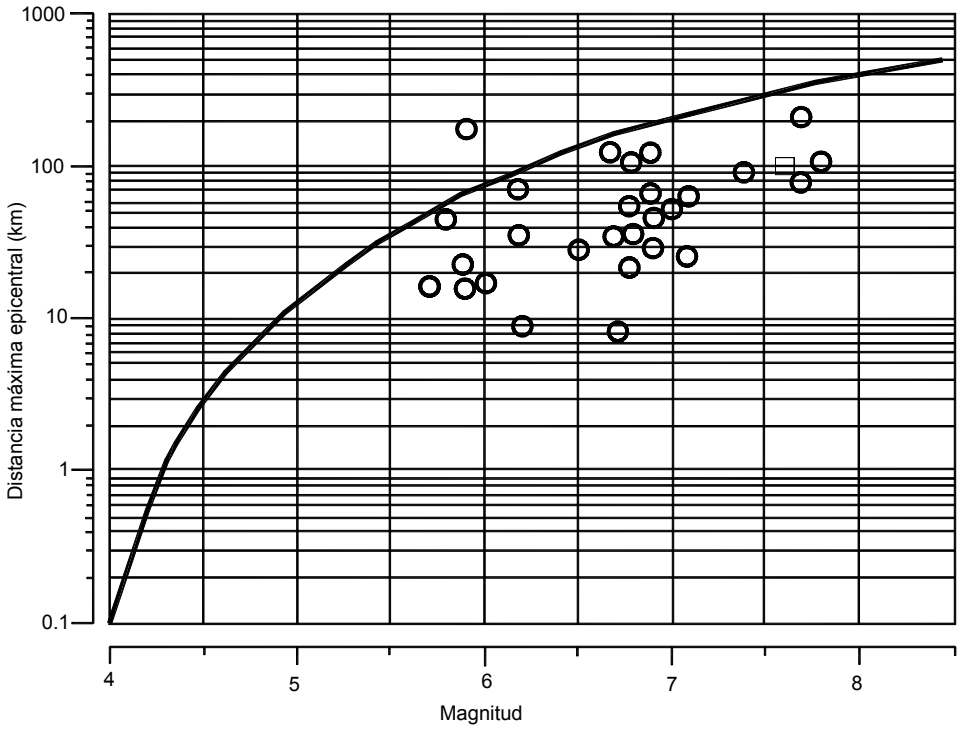


Figura 7.25 Relación entre la magnitud del sismo y la distancia al área epicentral para la ocurrencia de deslizamientos de tierra (Keefer, 1984).

La Duración del sismo. A mayor duración de un sismo, los efectos son mayores. La duración por su parte, aumenta al incrementarse la magnitud (Figura 7.24).

La Distancia al área epicentral. Es lógico esperar que la actividad de deslizamiento disminuya al aumentar la distancia al área epicentral; existe además una distancia a partir de la cual no ocurren deslizamientos de determinado tamaño (Figuras 7.25 y 7.26).

La frecuencia y distribución de los deslizamientos co-sísmicos está relacionada con el mapa de líneas isosísmicas, siendo más frecuentes y de mayor magnitud en los sectores de mayor intensidad sísmica y menos frecuentes en las áreas de intensidad sísmica baja.

La dirección principal del sismo. La dirección de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal a la dirección de la falla que produce el movimiento sísmico (Sassa – Fukuoka 1995) (Figuras 7.27 y 7.28).

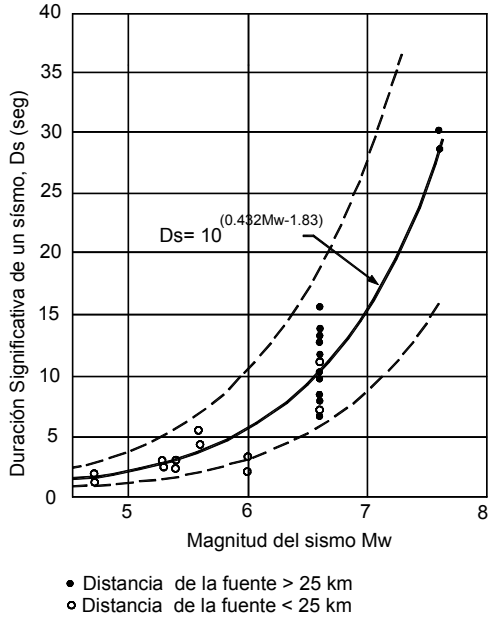


Figura 7.24 Duración contra magnitud del sismo (Dobry y otros, 1978).

La formación geológica. Las características de resistencia dinámica de los materiales que conforman el talud o la susceptibilidad a los deslizamientos co-sísmicos. La ocurrencia de los deslizamientos depende principalmente de la litología, estructura y condiciones de saturación de los suelos o rocas. Las fracturas tienden a ser planos de fragilidad, en las rocas duras y deformaciones plásticas, en las rocas blandas y en los suelos.

Las formaciones rocosas se caracterizan principalmente, por los caídos y avalanchas de roca y las rocas muy fracturadas o meteorizadas por los flujos o avalanchas de residuos de roca. Las formaciones volcánicas son muy susceptibles a los deslizamientos activados por sismos debido a su estructura de poros que facilita la formación de presiones de poros inducidas.

Los suelos generalmente, activan deslizamientos de rotación o traslación y flujos de suelo o lodo saturado. Las rocas y los suelos cohesivos pueden presentar fracturación o agrietamientos de tensión. Los suelos granulares saturados pueden presentar flujos por licuación.

Los suelos menos permeables son más susceptibles a los sismos. Keefer y otros (2006) reportan un sismo en México, en el cual ocurrieron más deslizamientos en los suelos de formaciones volcánicas, relativamente alejadas de la zona epicentral, que en otro tipo de roca más cercana. La susceptibilidad de los materiales volcánicos a los sismos está relacionada probablemente, por su porosidad alta (relación de vacíos alta).

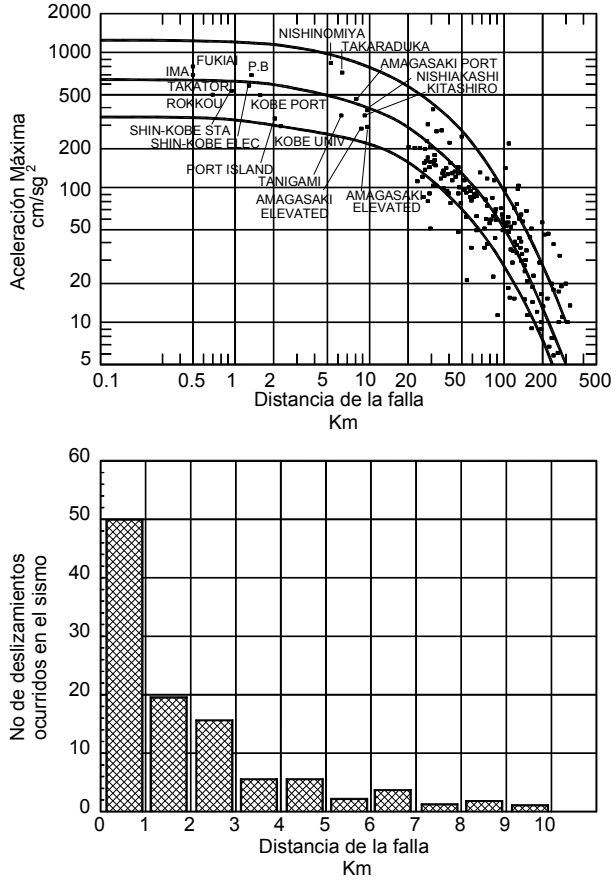


Figura 7.26 Aceleraciones y deslizamientos co-sísmicos a diferentes distancias de una falla activa en el terremoto de Kobe - Japón, 1995 (Fukuoka-Irikura, 1996).

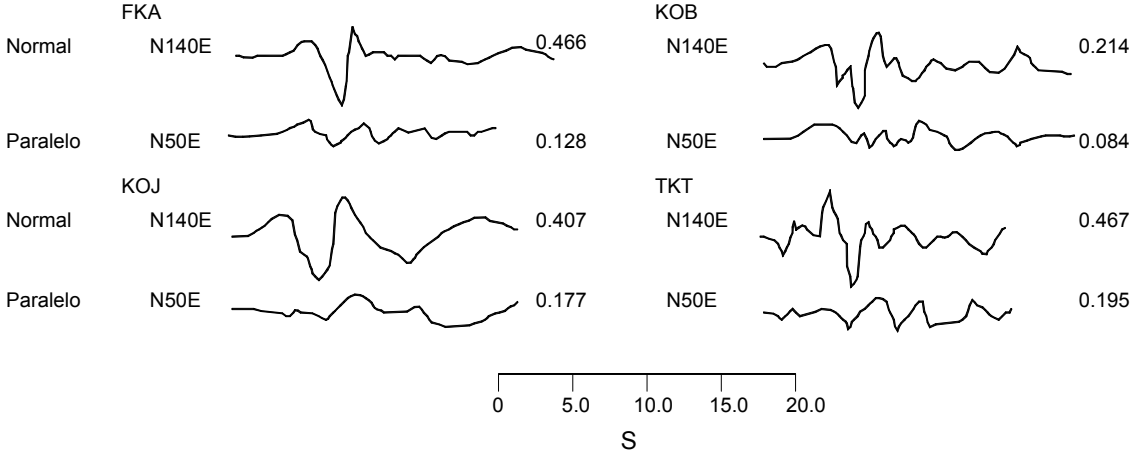


Figura 7.27 Desplazamiento grabado del sismo de Kobe-Japón en direcciones normal y paralela a la falla (Irikura 1996).

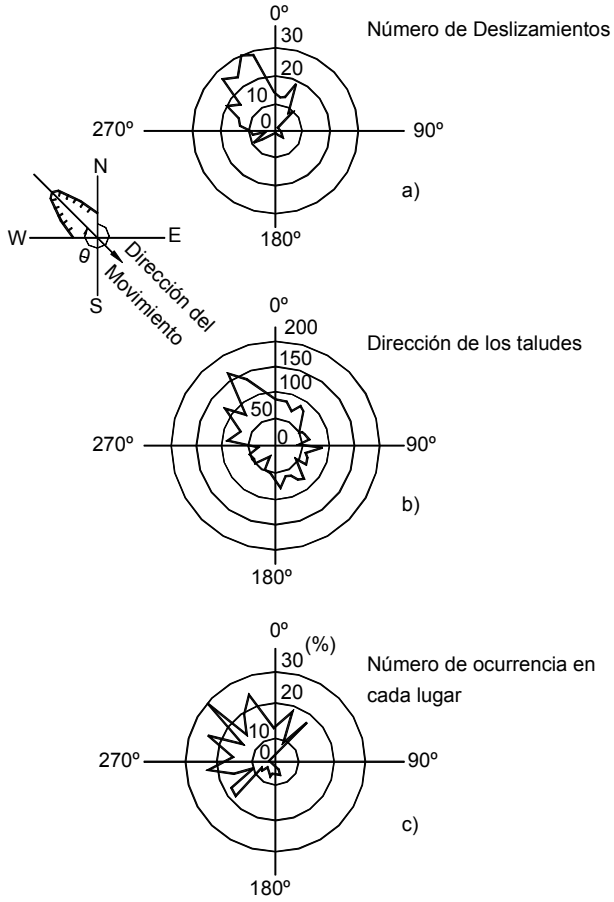


Figura 7.28 Dirección de los deslizamientos en las montañas Rokko-este en el terremoto de Kobe en Japón (Okimura, 1995).

Las dimensiones del talud. Factores como la cinemática y geometría del talud facilitan la ocurrencia de flujos o avalanchas en el momento de los sismos.

Sismos en Temporadas de Lluvias

La cantidad y magnitud de deslizamientos es mayor si el sismo ocurre en temporada de lluvias. Este caso puede ser más complejo en las zonas tropicales caracterizadas por temporadas de lluvias de gran duración e intensidad. Algunos sismos de gran magnitud como el sismo de Hyogoken-Nanbu, Japón, han ocurrido en épocas muy secas y por esta razón, los deslizamientos no fueron de gran magnitud.

Sin embargo, otros sismos más pequeños han ocasionado mayores daños de deslizamientos porque coincidieron con temporadas de lluvia (Sassa y otros, 2004).

Deslizamientos activados por lluvias después de los sismos

El deterioro que los sismos causan a la estructura de las rocas y suelos, facilita la activación de los deslizamientos posteriores por las lluvias. El agrietamiento causado por el sismo facilita la infiltración del agua y la formación de presiones de poros altas en las grietas profundas. Es común que los deslizamientos en la temporada de lluvias, después del sismo, sean de mayor magnitud que los propios del sismo (Lin y otros, 2006). La susceptibilidad a los deslizamientos aumenta después de un sismo de gran magnitud.

La producción de sedimentos después de los sismos

Uno de los efectos de los deslizamientos co-sísmicos, es la producción de sedimentos durante los años siguientes al sismo (Mikos y otros, 2006). Los deslizamientos generan una cantidad tal de sedimentos, que afectan los puentes y otras estructuras y pueden potenciar problemas de inundaciones. La mayoría de los deslizamientos son caídos de roca y "derrumbes" pequeños, los cuales sumados, pueden producir volúmenes grandes de sedimentos. Igualmente, en el sitio de cada deslizamiento, se pueden generar procesos de erosión, los cuales aumentan la producción de sedimentos.

La producción de sedimentos depende de:

- *La intensidad del sismo.* A mayor cercanía a la zona epicentral y mayor magnitud del sismo, hay más deslizamientos y mayor volumen de sedimentos.

- *Las características de la roca.* Las rocas fracturadas y frágiles son grandes generadoras de caídos y derrumbes.

- *La pendiente.* A mayor pendiente mayor cantidad de deslizamientos que producen sedimentos.

- *La vegetación.* Las zonas con menor cobertura vegetal, generan mayor cantidad de caídos.

Deslizamientos por Actividad Volcánica

Algunos de los más grandes deslizamientos ocurridos, están relacionados con la actividad volcánica (Figura 7.29). Previamente a la erupción de los volcanes, se producen generalmente sismos

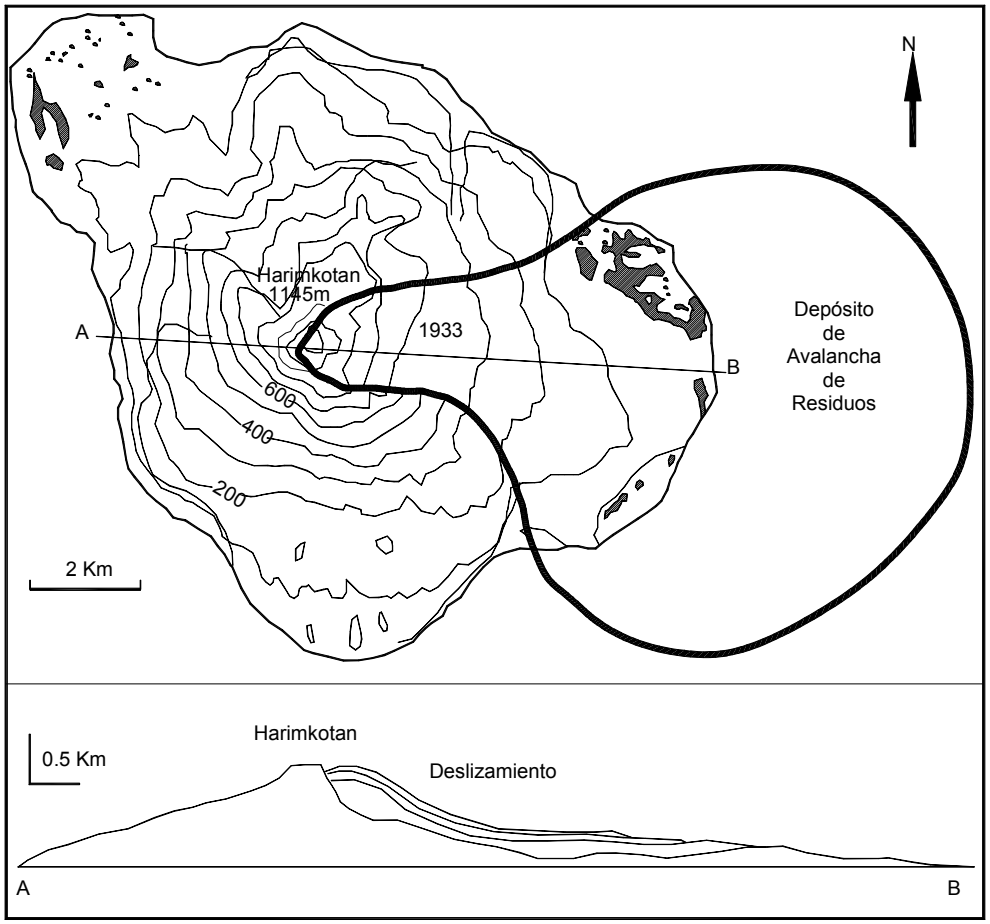


Figura 7.29 Deslizamiento en el volcán Harimkotan en Rusia (Belousov, 1996).

frecuentes de pequeña magnitud relacionados con el ascenso de masas de magma debajo del volcán. Los deslizamientos pueden estar relacionados físicamente con la erupción y coinciden con grandes explosiones en la cima del volcán.

En las primeras etapas de la erupción se depositan flujos piroclásticos, los cuales forman nuevos domos o amplían alguno de los existentes, con lo cual se generan deslizamientos en las faldas del volcán. El depósito de materiales aumenta las pendientes de los taludes y los deslizamientos pueden continuar por varios meses después de la erupción.

En ocasiones, la altura del domo disminuye, debido a los deslizamientos y se produce el movimiento de grandes volúmenes de residuos que cubren varios kilómetros cuadrados de área.

Deslizamientos en volcanes nevados

El problema más grave de los deslizamientos, ocurre en los volcanes-nevados. Al ocurrir erupciones sobre los glaciares o depósitos de nieve o hielo, se produce la fusión del hielo o nieve por la alta temperatura de los materiales expulsados que pueden ser flujos piroclásticos, oleadas piroclásticas ("surges"), flujos de lava o caída de piroclastos. La erupción sobre losglaciares puede generar flujos de lodo.

En todos los casos, para evaluar la cantidad de nieve y hielo que puede ser fundida por los materiales volcánicos, es de vital importancia establecer el área cubierta por la nieve y no el volumen de éstos. Esta situación fue comprobada durante el análisis de los flujos de lodo generados por la erupción del volcán Nevado del Ruiz, en noviembre de 1985, por Pierson y otros (1990) y Thouret (1990), quienes explicaron que la mencionada erupción

sólo fundió una capa delgada de los glaciares cubiertos por los productos eruptivos y que las más afectadas fueron la nieve fresca y parte de la nieve fresca recristalizada conocida como "firn".

Otro dato aportado por Thouret (1990) es que no toda el agua resultante de la fusión de hielo, nieve y "firn" contribuyó a la formación del flujo de lodo, sino que parte de ella, aproximadamente el 50%, tuvo los siguientes destinos:

- Quedó incluida en las avalanchas de nieve, sedimentos con nieve medio fundida y lodo que fluyeron fuera de los canales de los "Lahares" o se incorporaron a los depósitos húmedos de las oleadas ("surges") piroclásticas.
- Fue incorporada en los productos de la explosión freática.
- Fue sublimada como vapor durante el paso de los flujos piroclásticos.
- Se almacenó en cavidades dentro del hielo.

Los flujos de lodo pueden aumentar de tamaño y características a medida que avanzan ladera abajo llevando consigo nieve, hielo, agua, lodo y rocas que encuentran a su paso. Las paredes de los valles son socavadas y los materiales aluviales de los ríos y cañadas pueden ser incorporados al flujo.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD SÍSMICA DE TALUDES

Análisis Comprensivo Detallado

Cuando los taludes son importantes o las consecuencias son significativas, se realiza un análisis detallado del comportamiento del talud durante el sismo. El procedimiento utilizado es el siguiente (Seed, 1979; Marcuson, 1990):

Paso1. Determine la sección transversal del talud y de la cimentación de éste.

Paso2. Determine con la ayuda de un geólogo y un sismólogo, la historia aceleración-tiempo anticipada para el suelo debajo del talud.

Paso3. Determine las propiedades estáticas y dinámicas, esfuerzo-deformación, de los suelos naturales y de los rellenos, tanto en el talud como en la cimentación.

Paso4. Estime los esfuerzos estáticos iniciales en el talud antes del sismo. Esto puede requerir de un estudio de elementos finitos, teniendo en cuenta la secuencia de construcción.

Paso5. Desarrolle un análisis dinámico de elementos finitos para calcular los esfuerzos y deformaciones inducidas sobre el talud por la historia aceleración-tiempo del sismo.

Paso6. Estime la reducción en resistencia al cortante y el aumento en la presión de poros resultado del sismo. El análisis más sofisticado incluye el cálculo de la reducción de resistencia como una parte integral del análisis dinámico en el paso 5.

Paso7. Calcule la estabilidad del talud, utilizando métodos convencionales de equilibrio límite con las resistencias reducidas obtenidas en el paso 6. Este puede requerir análisis utilizando tanto condiciones no drenadas como drenadas para determinar cuál de las resistencias es más crítica.

Paso8. Si el análisis indica que el talud es estable después del sismo, se debe de todas formas, calcular los desplazamientos permanentes utilizando un procedimiento como el Newmark (1965); sin embargo, si las pérdidas de resistencia son significativas, se deben utilizar otros criterios como el concepto de deformación-potencial (Seed, 1979).

Conceptualmente, un análisis de elementos finitos no lineal debe ser capaz de calcular cualquier desplazamiento permanente. No obstante, estos análisis son muy complejos y tienen muchas incertidumbres.

Método de Newmark (Análisis de Deformaciones)

En este análisis se tienen en cuenta las deformaciones inducidas por el evento sísmico. Si las fuerzas de inercia debidas al sismo y a la situación del talud (Estáticas + Dinámicas), superan las fuerzas resistentes disponibles, el factor de seguridad alcanza valores por debajo de 1.0 y la masa de suelo no está más en equilibrio y se produce una aceleración por el desbalance de fuerzas. Esta aceleración corresponde a una deformación a lo largo de la superficie de falla considerada.

El análisis de estas deformaciones se realiza por medio de una doble integración de la aceleración de exceso. El problema del análisis dinámico de deformaciones consiste en su complejidad, la cual lo hace poco práctico para análisis rutinarios de estabilidad. Existen, sin embargo, programas basados en elementos finitos, los cuales permiten trabajos de investigación detallados sobre las deformaciones y sus efectos.

Newmark (1965) propuso un método para calcular el desplazamiento de presas de tierra y taludes en el momento de un sismo. Este método se basa en el concepto de un bloque sobre una superficie inclinada, el cual está sujeto a una onda sinusoidal y se calcula la aceleración k_y que se requiere para que se exceda el equilibrio estático (Figura 7.30).

Para calcular las aceleraciones críticas para su uso en el análisis del bloque deslizante, se realiza el análisis de equilibrio límite. El coeficiente a utilizar es el que produce un factor de seguridad 1.0 en un análisis seudoestático.

Cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden el valor de k_y, el bloque se mueve y el resto del tiempo el bloque no se mueve. De esta forma, se calcula la deformación acumulada durante todo el sismo. Para calcular los desplazamientos se integran las aceleraciones en exceso y en esta forma se determinan las velocidades y posterioremente, los desplazamientos.

Acelerograma para diseño

El método de Newmark extiende el análisis a la consideración de la historia de las aceleraciones (Acelerogramas) de la masa de deslizamiento. Este acelerograma se selecciona de tal forma, que represente un modelo real de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite, para determinar los desplazamientos permanentes.

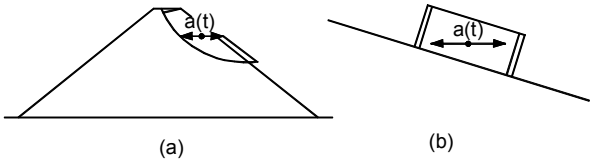


Figura 7.30 Representación esquemática de un bloque deslizante para el análisis de desplazamientos en taludes sujetos a carga sísmica (Duncan y Wright, 2005).

Los desplazamientos permanentes representan el movimiento del centro de gravedad de la masa deslizada. La principal dificultad es la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento del talud.

Sin embargo, una vez se ha seleccionado el acelerograma, se pueden calcular los desplazamientos permanentes por integración doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica. Existen programas de computador para desarrollar esta doble integración (Abramson, 1996) (Houston, 1987).

Suposiciones del método de Newmark

El método de Newmark asume que existe una bien definida superficie de falla, un material rígido y perfectamente plástico, una pérdida de resistencia despreciable durante el sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes, solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante. Adicionalmente, se supone que el talud solo se deforma hacia abajo.

La fuerza inercial sobre el bloque realmente es una fuerza seudo-estática y se representa como un coeficiente que es un porcentaje de la gravedad (Yang, 2007). El procedimiento requiere que previamente se determine el valor de la aceleración crítica k_y, utilizando métodos convencionales de equilibrio límite.

Este método no se aplica cuando el suelo se licúa o cuando pierde una parte importante de su resistencia estática por acción del sismo.

Valor admisible de la deformación nominal

Existen criterios encontrados sobre desplazamiento permanente tolerable (Tabla 7.7); mientras algunos autores como Wieczorek (1996), Keefer (1984) y Jibson (1993) utilizan límites permitidos entre 5 y 10 centímetros; Hynes-Griffin y Franklin (1984) sugieren que se pueden permitir desplazamientos hasta de cien centímetros para una presa de tierra bien construida.

Debe tenerse en cuenta que los taludes construidos con materiales dúctiles, plásticos, pueden permitir los desplazamientos mucho mayores que los taludes de materiales frágiles y sensitivos.

Tabla 7.7 Magnitud de la amenaza sísmica de acuerdo con la deformación calculada por el método de Newmark (Miles y Keefer, 2001; Yang, 2007).

Nivel de Amenaza	Desplazamiento Normalizado de Newmark
Baja (L)	0.00 a 0.02
Moderadamente baja (ML)	0.02 a 0.05
Moderada (M)	0.05 a 0.10
Moderadamente alta (MH)	0.10 a 0.20
Alta (H)	0.20 a 0.50
Muy alta (VH)	0.50 a 1.00

Pasos en el Análisis de Newmark

El análisis de Newmark consiste en tres pasos básicos, los cuales se indican a continuación:

- El primer paso es realizar un análisis de estabilidad, por equilibrio límite, para determinar la localización y la forma de la superficie crítica de falla y la aceleración (K_y) requerida para que el factor de seguridad sea 1.0. La mayoría de los programas de computadores de equilibrio límite tienen una opción para calcular el coeficiente de aceleración para el factor de seguridad de 1.0.

$$K_Y = (FS - 1) g \ sen \ \alpha$$

Donde:

FS = factor de seguridad del talud.
g = aceleración de la gravedad.
α = ángulo con la horizontal.

- El segundo paso es analizar la historia sísmica para determinar los movimientos sísmicos esperados en el sitio del proyecto. El proceso de selección típico, incluye la estimación de la magnitud del sismo, la distancia al área epicentral y los parámetros de aceleración pico del terreno. Igualmente, debe determinarse la amplificación debida a la presencia de suelos blandos y al efecto topográfico. Esta amplificación puede calcularse con los programas de software especializados.

- El paso final es calcular los desplazamientos acumulados durante el sismo.

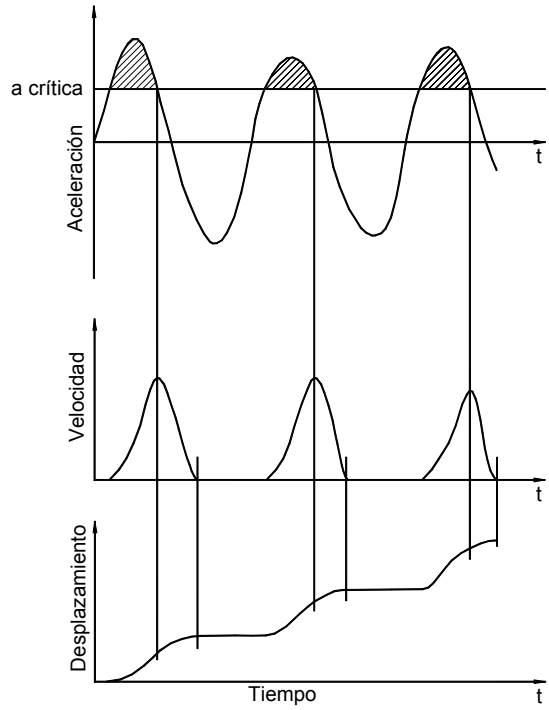


Figura 7.31 Doble integración de la historia aceleración-tiempo para calcular desplazamientos permanentes en taludes durante un sismo (Duncan y Wright, 2005).

Para hacer esto, se integran las curvas de movimientos del terreno para las aceleraciones que exceden la aceleración que produce el factor de seguridad 1.0. También existen programas de software, a fin de realizar este proceso (Figura 7.31).

Determinación de un Factor Seudoestático Equivalente

El valor del coeficiente sísmico seudo-estático se puede obtener suponiendo una deformación límite y realizando un análisis a la inversa de Newmark. Con la deformación se calcula el coeficiente f_{eq} y con este se calcula el coeficiente "*k*" (Figura 7.32).

$$K = F_{equiv} \ x \ (PGA_r / g)$$

Donde:

f_{eq} = factor equivalente, el cual se obtiene de la figura 7.32.
PGA/g = es la aceleración pico esperada.
r = distancia al área epicentral.
M = magnitud del sismo.
k = coeficiente para análisis seudo-estático correspondiente a la deformación de Newmark (5 o 15 cms), de acuerdo con el criterio utilizado.

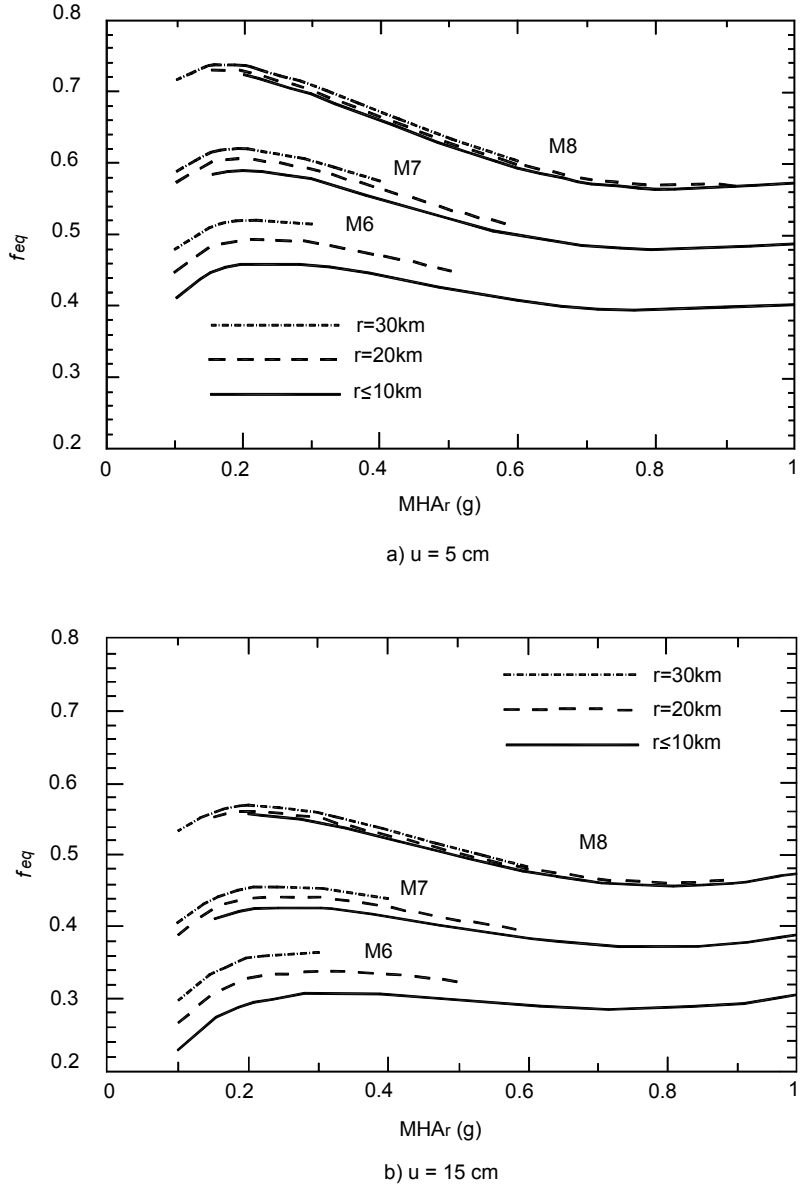


Figura 7.32 Gráficos para calcular el coeficiente sísmico equivalente a un nivel de deformación (Mc Crink, 2006).

Análisis Seudoestático de Taludes

En el análisis seudoestático, se coloca sobre todos los elementos analizados en el talud, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente k multiplicado por el peso del elemento.

Localización de la fuerza sísmica seudoestática

Un problema tenido en cuenta en el análisis seudo estático, es la localización de la fuerza. Terzaghi (1950) sugirió que la fuerza debería aplicarse sobre el centro de gravedad de cada tajada.

El análisis realizado por varios autores (Makdisi y Seed, 1978) indica que la aceleración pico aumenta de abajo hacia arriba del talud, por lo tanto, la fuerza sísmica se aplica arriba del centro de gravedad. En un análisis convencional el suponer que la fuerza actúa sobre el centro de gravedad, es por lo tanto, un criterio conservador y razonable (Duncan y Wright, 2005).

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas

seudoestáticas horizontales y verticales debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v, expresada en términos de veces la aceleración g producida por el sismo (Figura 7.33). Generalmente, se recomienda analizar (con carga sísmica seudoestática) solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero, la cual no es representativa para los deslizamientos en el área epicentral donde k_v es significativa.

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador, se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4.

Coeficientes para el Análisis Seudoestático

En los suelos que no pierden resistencia significativa durante un sismo, la inestabilidad puede ocurrir debida a la fuerza de inercia generada por el sismo la cual puede modelarse con una fuerza horizontal, que se puede obtener utilizando un coeficiente sísmico (k). Este sistema de análisis se le denomina análisis de estabilidad seudoestático.

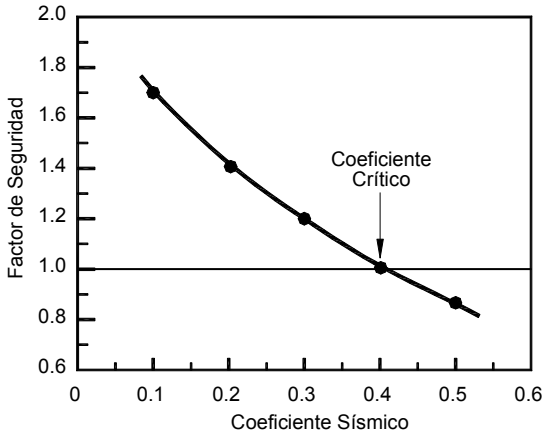


Figura 7.33 Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h.

Tabla 7.8 Valores de coeficiente k recomendados en el análisis seudoestático (Abramson y otros, 2002).

Coeficiente Sísmico k	Observaciones
0.10	Sismo importante, FS > 1.0.
0.15	Sismo de gran magnitud, FS > 1.0.
0.15 a 0.25	Japón FS > 1.0
0.05 a 0.15	Estado de California
0.10 para $\mu = 6.5$ 0.15 para $\mu = 8.5$	(Seed, 1979) con FS>1.15
1/3 a ½ de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983) FS > 1.0
½ de la aceleración pico superficial	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1.0 y un 20% de reducción de resistencia.

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para la estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- Si la masa considerada para el deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.

- Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico sólo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños, no suficientes para producir una falla, se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.

Generalmente, el coeficiente sísmico seudo-estático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales y el coeficiente sísmico se representa como una fuerza horizontal tal como se muestra en la figura 7.34. Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre 1/3 y ½ de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones. Los coeficientes sísmicos utilizados en la práctica para el análisis seudoestático se indican en la tabla 7.8 y en la figura 7.35.

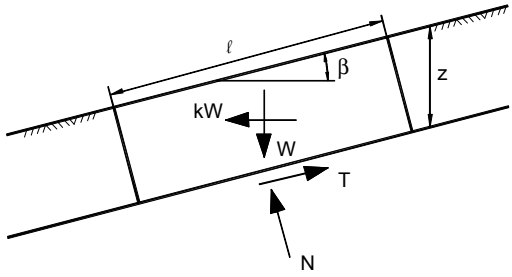


Figura 7.34 Aplicación de una fuerza seudoestática sísmica sobre un elemento de un talud infinito (Cornforth, 2005).

La razón para utilizar el valor de K inferior a la aceleración PGA, es que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo. Aunque el factor de seguridad puede estar por debajo de 1.0 en un período corto de tiempo, mientras la fuerza reversa, estos milisegundos no son suficientes para producir la falla (FHWA, 1997).

Resistencia del suelo para el análisis seudoestático

La resistencia al cortante apropiada para su uso en el análisis seudo-estático depende de si el análisis es a corto plazo o a largo plazo. Como los sismos ocurren en períodos cortos, es razonable asumir que con excepción de gravas muy gruesas, cantos o guijarros, el suelo no drena apreciablemente durante el sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos deben utilizarse resistencias no drenadas para el análisis seudoestático.

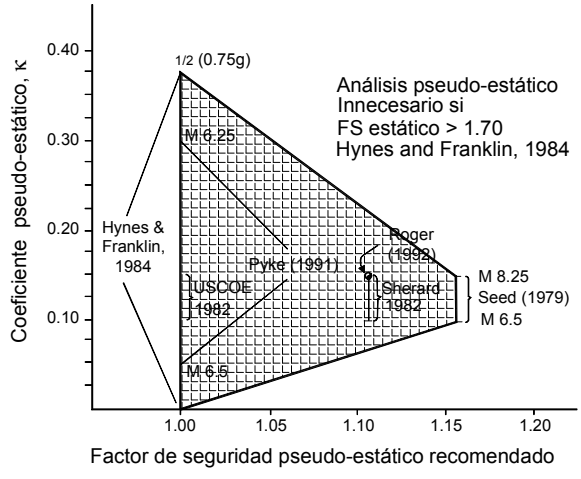


Figura 7.35 Coeficientes sísmicos y factores de seguridad utilizados en el mundo, para el análisis de amenaza de deslizamientos activados por sismos.

Generalmente, se recomienda la utilización de los resultados del ensayo triaxial consolidado-no drenado como se indica en la figura 7.36, debido a que los sismos actúan cuando el talud ya ha alcanzado su equilibrio de consolidación (Duncan y Wright, 2005).

Procedimiento del Análisis Seudoestático

El método estático de análisis de estabilidad se utiliza colocando una fuerza sísmica seudo-estática adicional. Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo con el tipo de falla analizado y con los parámetros sísmicos utilizados.

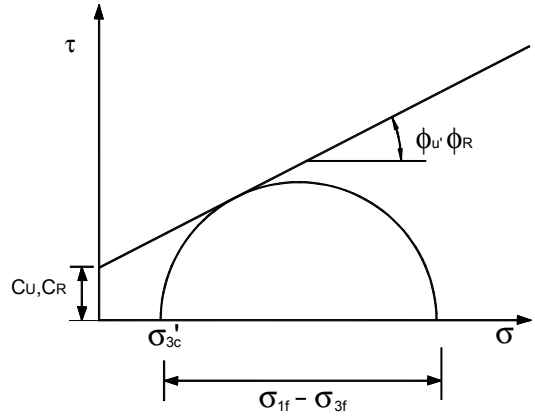


Figura 7.36 Envolvente de esfuerzos de resistencia totales para un ensayo triaxial consolidado-no drenado.

Análisis seudoestático de un talud infinito

Aunque ningún talud cumple con las suposiciones del talud infinito, la mayoría de los movimientos sub-superficiales tienden a ser de traslación. La idealización del talud infinito no es confiable como herramienta de diseño, pero puede ayudar a identificar las amenazas a un nivel preliminar de reconocimiento.

Para un talud infinito como el indicado en la figura 7.37, el factor de seguridad que se obtiene está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c + \{[(1+K_v)\cos\beta - k_h sen\beta]\gamma\} - \{(1+K_v)\gamma_w m\cos\beta\} z\cos\beta\tan\phi'}{[(1+K_v)sen\beta + K_h\cos\beta]\gamma z\cos\beta}$$

Donde:

m = Parámetro del nivel de agua.
Para talud seco m= 0
Para talud saturado m = 1.0
K_h = Coeficiente sísmico horizontal
K_v = Coeficiente sísmico vertical

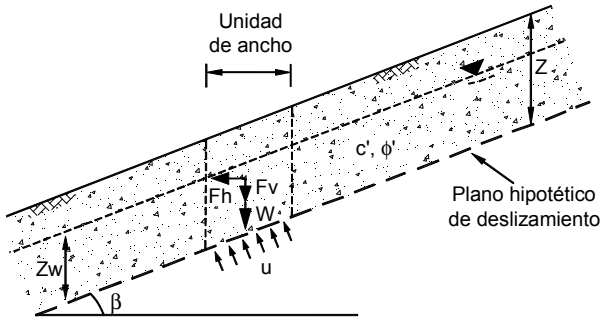


Figura 7.37 Esquema de la falla de talud infinito con carga sísmica.

Cálculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito

Es práctica corriente utilizar solamente un valor de aceleración máxima, sin diferenciar los valores de aceleración horizontal y vertical. El procedimiento consiste en determinar la aceleración máxima necesaria para causar un deslizamiento durante un sismo a_{max}, la cual está dada por la siguiente expresión para el caso de un talud infinito:

$$\frac{a_{\max}}{g} = \left[\frac{c_d}{c}\left(F_s - \frac{\tan\phi}{\tan\alpha}\right) + \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} - 1\right] \div \left(\frac{1}{\tan\alpha} + \tan\phi\right)$$

Donde:

α = Ángulo de inclinación del talud
ϕ = Ángulo de fricción
c = Cohesión estática
c_d = Cohesión dinámica
g = Aceleración de la gravedad

Para el talud seco

$$FS = \left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha}\right) + \frac{c}{\gamma H \cos\alpha sen\alpha}$$

Para el talud saturado

$$FS = \frac{\gamma_b}{\gamma}\left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha}\right) + \frac{c}{\gamma H \cos\alpha sen\alpha}$$

Donde:

H = profundidad de la falla.
γ = Peso unitario del suelo.
γ_b = Peso unitario sumergido.

Análisis de una falla plana

Las magnitudes de las fuerzas seudo-estáticas son (Kramer, 1996) (Figura 7.38):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \qquad F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

F_h y F_v = Fuerzas seudo-estáticas horizontales y verticales
a_h y a_v = Aceleraciones máximas horizontales y verticales
k_h y k_v = Coeficientes seudo-estáticos

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L es igual a:

$$FS = \frac{fuerza\ resistente}{fuerza\ \text{actuante}}$$

$$FS = \frac{cl + \left[\left(W - F_v\right)\cos\alpha - F_h sen\alpha\right]\tan\phi}{\left(W - F_v\right) sen\alpha + F_h \cos\alpha}$$

Donde:

c = Cohesión.
L = Longitud del plano de falla.
α = Ángulo de inclinación de la falla.
ϕ = Ángulo de fricción.
W = Peso de la masa deslizada.

Análisis de una falla curva

Ishiara (1985) presenta un procedimiento donde el factor de seguridad es calculado para diferentes valores de la aceleración máxima, de acuerdo con una fórmula modificada que utiliza el procedimiento original de Janbú (1954), similar al procedimiento que se presenta en el capítulo 4, donde divide la masa deslizada en dovelas y se realizan las respectivas sumatorias (Figura 7.39).

$$F_{sd} = \frac{\sum\left[w\tan\phi + c_d l\cos\alpha\right] \div \left[\cos^2\alpha\left(1 + \tan\alpha \times \tan\phi \div F_d\right)\right]}{\sum\left[w\tan\alpha + \frac{a_{\max}}{g} w\right]}$$

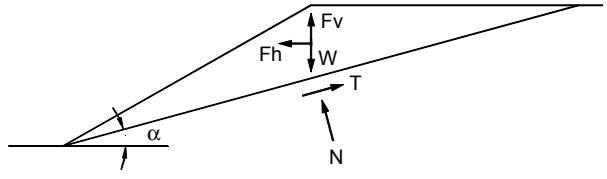


Figura 7.38 Análisis sísmico seudoestático para una falla plana.

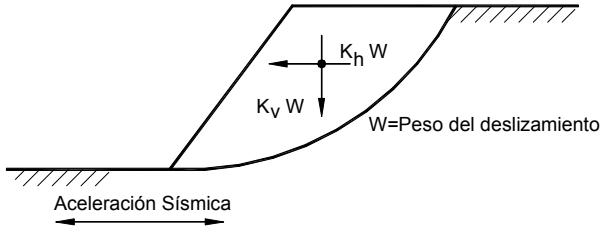


Figura 7.39 Análisis sísmico seudo-estático de equilibrio límite para una falla curva.

Limitaciones del Método Seudoestático

El método seudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

- No es confiable en los suelos que generan presiones de poros altas.

- No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a la onda sísmica.

Desplazamientos Durante los Sismos

El movimiento de los taludes durante los sismos es un elemento muy importante para tener en cuenta en el diseño de taludes. El método más sencillo utilizado para analizar estas deformaciones es el método observacional. Las deformaciones dependen, en buena parte, de la magnitud del sismo y de la distancia al área epicentral. En la figura 7.40 se muestra un gráfico que indica el rango aproximado de desplazamientos ocurridos durante el sismo de Loma Prieta, de magnitud 7.1 (Cornforth, 2005).

Análisis Post-sismo

Después de un sismo la estabilidad del talud puede disminuir, debido a que los esfuerzos cíclicos han reducido la resistencia al cortante del suelo. Esta reducción en resistencia se maneja de forma diferente, dependiendo de si ha ocurrido o no licuación (Figura 7.44). La evaluación de la estabilidad, después de un sismo, se analiza en tres etapas así:

- *Determinar si ocurre licuación.* La resistencia cíclica del suelo se compara con el esfuerzo sísmico (CSR) para determinar si ocurre licuación.

- *Estimar la reducción en la resistencia no drenada.* Si el suelo se licúa, los valores de resistencia no drenada se pueden obtener de acuerdo con la correlación de Seed y Harder (1990), la cual se indica en la figura 7.41.

  Sin embargo, si el suelo no se licúa se puede estimar un exceso en presión de poros residual, como lo muestra Marcuson y otros (1990) en la figura 7.44. Para determinar la pérdida de resistencia, se puede realizar un ensayo simulando la carga sísmica antes de realizar el ensayo estático de resistencia.

- *Calcular el factor de seguridad.* Una vez determinada la pérdida de resistencia y/o la presión de poros remanente, se puede calcular la estabilidad del talud después del sismo.

  Debe tenerse en cuenta que algunos suelos dilatan al cortarse y la resistencia al cortante puede disminuir con el tiempo (después del sismo) a medida que el suelo drena, como lo explica Seed (1979) para la presa de San Fernando (figuras 7.42 y 7.43).

  Otros elementos importantes para analizar, están relacionados con el agrietamiento cosísmico de la superficie del terreno, el cual aumenta el potencial de infiltración para lluvias y estas grietas actúan como zonas de debilidad en forma similar a las grietas de tensión.

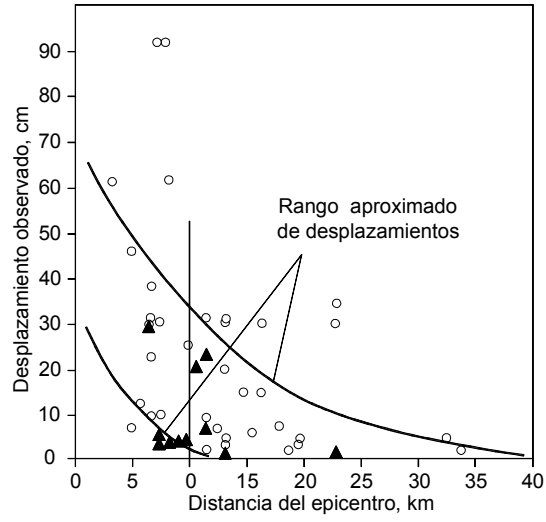


Figura 7.40 Rango aproximado de desplazamientos durante el sismo de Loma Prieta de magnitud 7.1 (Cornforth, 2005).

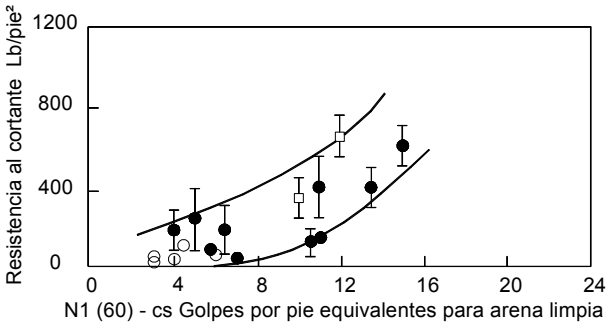


Figura 7.41 Relación entre el N corregido para arena limpia y la resistencia no drenada residual después de un sismo (Seed y Harder, 1990).

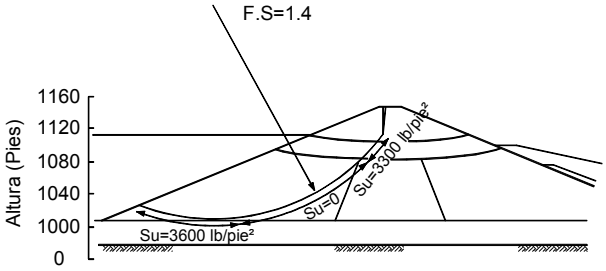


Figura 7.42 Estabilidad de la presa de San Fernando inmediatamente después de un terremoto (Seed, 1979).

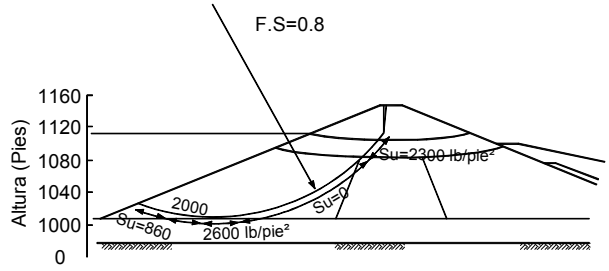


Figura 7.43 Estabilidad de la presa de San Fernando después de la redistribución de presión de poros en un terremoto (Seed, 1979).

Metodología Unificada de Análisis Sísmico de Taludes

El análisis de deformación y el análisis de estabilidad del talud, pueden combinarse en un método unificado de evaluación de taludes, de acuerdo con la recomendación de la FHWA (Kavazanjian y otros, 1997). Primero se obtiene un factor de seguridad del talud, utilizando un coeficiente sísmico conservador. Si el factor de seguridad resultante es inaceptable, se realiza un análisis de deformaciones sísmicas permanentes, de acuerdo con el método de Newmark.

Procedimiento de Análisis

Paso1. Determine las propiedades de los suelos para el caso sísmico, las cuales pueden obtenerse en un ensayo triaxial cíclico. Si no se tienen ensayos dinámicos en el caso de arcillas o limos, multiplique la resistencia pico no drenada por 0.8. (Figura 7.45).

Paso 2. Determine el coeficiente sísmico k_s, utilizando los criterios de aceleración sísmica para estabilidad de taludes por el método seudo-estático explicado anteriormente.

Paso 3. Realice el análisis seudo-estático de estabilidad de taludes. Si el factor de seguridad es suficiente, no se requieren análisis adicionales. Si el factor de seguridad es relativamente bajo, se procede a hacer el análisis de deformaciones de acuerdo con los criterios de Newmark.

Paso 4. Análisis de deformación de Newmark:

- Calcule la aceleración K_y que produce un factor de seguridad de 1.0 empleando un procedimiento de ensayo y error.
- Calcule la deformación permanente sísmica usando un programa de software del método de Newmark para el sismo de diseño.
- Compare la deformación calculada con la deformación máxima permisible.

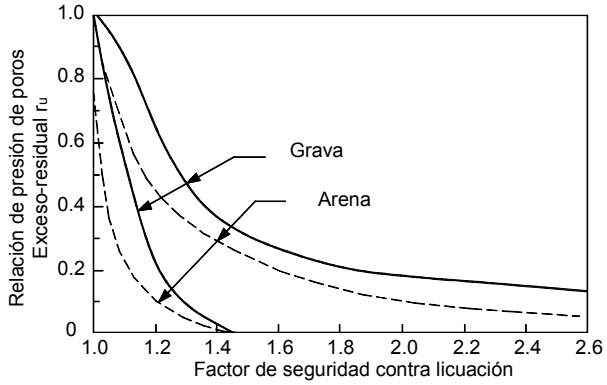


Figura 7.44 Excesos de presión de poro residuales típicos como una función de factor de seguridad a licuación para arenas y gravas (Marcuson, 1990).

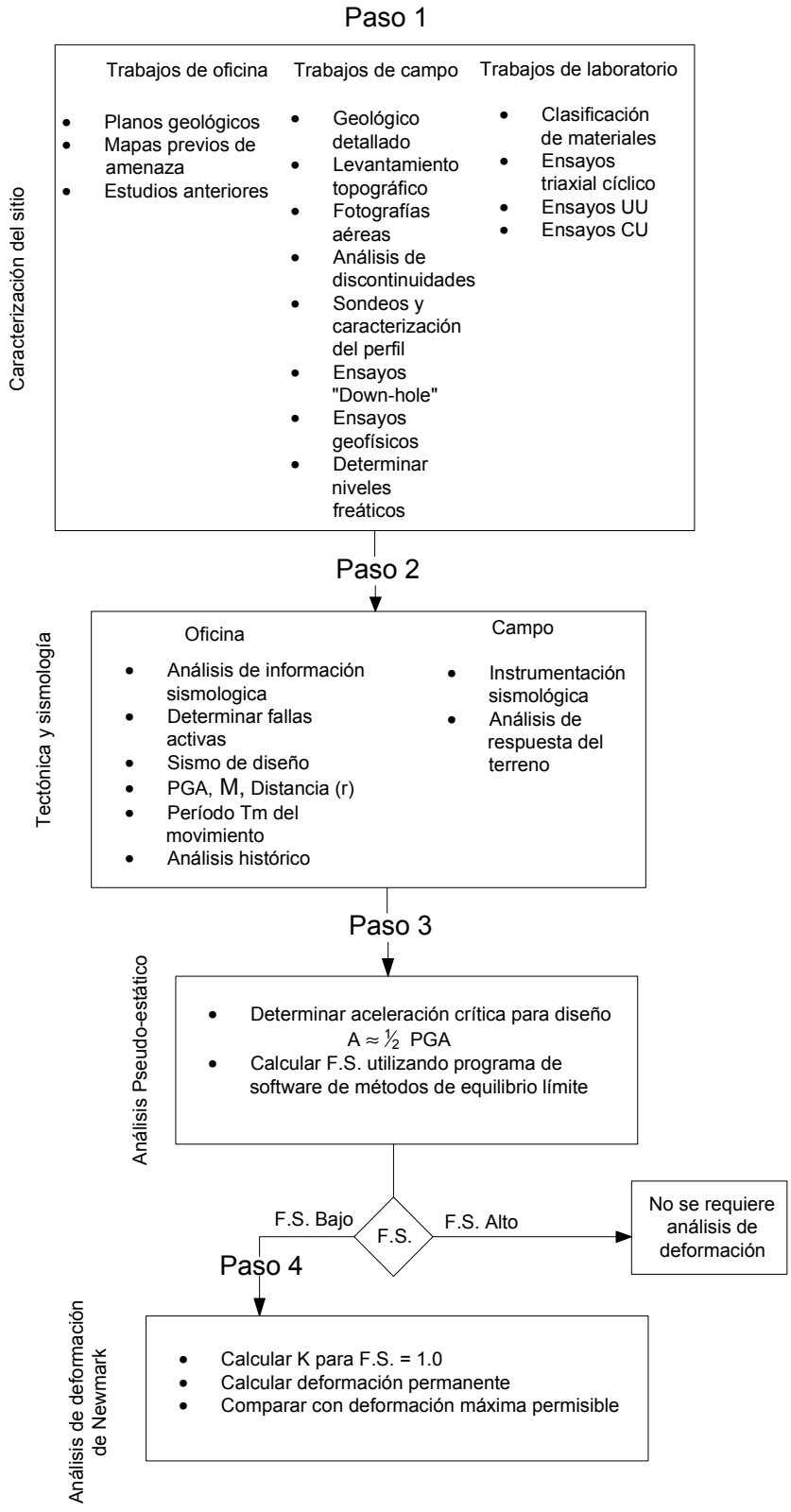


Figura 7.45 Elementos para el análisis sísmico de taludes.

REFERENCIAS CAPÍTULO 7

Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". J.Wiley & Sons.

Arias A (1970). "A mesaure of Earthquake Intensity, In Seismic Design for Nuclear Power Plants" R. J. Hansen, Ed. MIT Press, pp 438-483.

Ashford S.A., Sitar N. (1994) "Seismic Response of Steep Natural Slopes", Report No. UCB/EERC-94/05 – University of California at Berkeley, 207p.

Ashford S.A., Sitar N., Lysmer, J.N., Deng, N. (1997) "Topographic Effects on the Seismic Response of Steep Slopes", Bulletin of the Seismological society of America, 87(3).

Ashford S.A., Sitar N. (1997). "Seismic Response of Steep Natural Slopes". Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering University of California at Berkeley.

Baziar, M.H. y Dobry, R. (1995). "Residual Strength and Large-Deformation Potencial of Loose Silty Sands". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121. No. 12. pp 896-906.

Belousov A., Belousova M. (1996) "Large sacle landslides on active volcanoes in the 20th century –Examples from the Kurile-Kanchatka region (Russia)" Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway. Vol. 2, pp. 953-957.

Boore, D.M. (1972) "A Note on the Effect of Simple Topography on Seismic SH Waves", Bulle, Seis. Soc. Am., 62(1), pp. 275-284.

Castro, G., 1975. "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands" ASCE, Geotechnical Engineering Division 101 (6), pp.551–569.

Castro, G., Poulos, S.J., 1977. "Factors affecting liquefaction and cyclic Mobility". ASCE, Geotechnical Engineering Division 103 (6), pp.501–516.

Celebi,M.(1991)"Topographic and Geological Amplification: Case Studies and Engineering Implications", Structural Safety, 10 (1991), pp.199-217.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in practice" Investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. John Wiley & Sons Inc. Hoboken New Jersey. pp. 596.

Dobry R. Idriss, I.M., y Ng. E. (1978). "Duration Characteristics of Horizontal Components of Strong-Motion Earthquake Records". Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 68, No. 5, pp 1487-1520.

Duncan J.M., Wright S. G. (2005). "Soil Strength and Slope Stability" . John Wiley and Sons.Inc. Hoboken. New Jersey 297p.

FHWA (1997). "Geotechnical earthquake engineering for Highways". Circular No. 3. Design Guidance. Volume 1. Design Principles. U. S. Department of Transportation.

Gutenberg, B., Richter, C.F. (1954) "Seismicity of the Earth" Associated Phenomena, Princeton University Press.

Housner, G. W. (1970) "Strong ground motion en Earthquake engineering", R. Wiegel, editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Houston, S.L., Houston W.N., Padilla, J.M. (1987). "Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements". Microcomputer in Civil Engineering, Vol. 2, pp207-222.

Hynes-Griffin, M.E., Franklin A.G. (1984). "Rationalizing the Seismic Coefficient Method" Final report, Miscellaneous paper, GL-84-13, Department of Army, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, July.

Hynes, M.E. y Olsen R.S. (1999). "Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance" Proceedings International Workshop on Physics and Mechanics of Soil Liquefaction. Balkema Publishers, Rotterdam, pp. 145-152.

Idriss, I.M. (1991). "Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites". Proceedings: 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3, pp 2265-2271.

Irikura, K (1996) "Strong ground motion of the Hyogoken-Nanbu earthquake and the fault model". The Great Hanshin – Awaji Earthquake Disaster – for the Disaster Prevention Research. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, pp 81-98.

Ishihara K., (1985) "Stability of natural deposits during earthquakes". Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco, pp.321-376.

Janbú N. (1954). "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.

Jibson, R.W. (1993)."Predicting earthquake-induced landslide displacement using Newmark's sliding block analysis". Transportation Research Record 1411, pp 9-17.

Jibson, R.W., D.K. Keefer, (1993). "Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone" Geological Society of America Bulletin, Vol. 21, No.4, pp. 521-536.

Jibson, R.W., Harp E. l., Michael J. A. (1998). "A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: an example from the Los Angeles,California, area". U. S. Geological Survey Open- File Report, pp 98-113.

Kavazanjian E., Matasovic, N., Hadj-hamou T., Sabatini P. J. (1997) "Geotechnical Earthquake engineering for Highways" Volume 1, Design Principles. Geotechnical Engineering circular # 3. FHWA-SA-97-076, pp 185.

Keefer D. K. , Wartman J., Navarro Ochoa C., Rodriguez-Marek A., Wieczorek G. F. (2006) "Landslides caused by the M 7.6 Tecomán, Mexico earthquake of January 21, 2003" Engineering Geology 86 pp. 183–197.

Keefer, D.K., 1984. "Landslides caused by earthquakes". Geological Society of America Bulletin 95, pp. 406–421.

Konagai K., Matsushima T. (1996) "Effect of dilation on the dynamic stability of artificial coarse granular slopes" Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway Vol 2, pp. 983-988.

Kramer S.L., (1996) "Geotechnical earthquake engineering". Prentice Hall. New Yersey, 653 p.

Lin C-W., Liu S-H., Lee S-Y., Liu C-C. (2006) "Impacts of the Chi-Chi earthquake on subsequent rainfall-induced landslides in central Taiwan" Engineering Geology 86 pp. 87–101.

Makdisi F.I., Seed H.B., (1978), "Simplified procedure for computing maximum acceleration and natural period for embankments". Report UCB/EERC-77/19, Eartquake engineering research center, University of California, Berkeley, California.

Marcuson, W.F. (1981) "Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads". Proceedings, International conference on recent advances in Geoechnical earthquake engineering and soil dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3 p.1175.

Marcuson, W.F., Franklin A.G. (1983). "Seismic Design, Analisys and Remedial Measures to Improve the Stability of Existing Earth Dams-Corps of Engineers Approach". Seismic Design of Embankments and Caverns. T.R. Howard, Ed, New York: ASCE.

Marcuson, W.F., Hynes, M.E. y Franklin A.G. (1990). "Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments", Earthqueake Spectra, 6(3), pp. 529-572.

Mc Crink T. (2006) "Seismic slope stability". 100th anniversary earthquake conference 100 th

McClure, F.E. (1973). "Performance of Single family Dwellings in the San Fernando Earthquake of February 9, 1971". U.S. Dept. of Commerce, NOAA, May.

Mikos M., Fazarinc R., Ribicic M. (2006) "Sediment production and delivery from recent large landslides and earthquake-induced rock falls in the Upper Soca River Valley, Slovenia". Engineering Geology 86, pp. 198–210.

Miles, S. B. & Keefer, D. K. (2000). "Evaluation of seismic slope performance models using a regional case study". Environmental and Engineering Geoscience VI (1). pp 25-39.

Miles, S. B. & Keefer, D. K. (2001). "Seismic landslide hazard for the cities of Oakland and Piedmont", California, US Geological Survey Miscellaneous Field Studies Map MF-2379. California: US Geological Survey.

Newmark, N.M. (1965). "Effects of Earthquakes and Dams and Embankments". Geotechnique, Vol. 15. No. 2, pp. 139-160.

O'Rourke, T.D., Crespo, E. (1988). "Geotechnical Properties of Cemented Volcanic Soil", J. Geotechnique. Engrg, ASCE, 114 (19), pp 1126-1147.

Okimura, T. (1995). "Characteristics of slope failures in the Rokko mountains triggered by the Hyogoken-Nanbu earthquake". Research Report of landslides and slope failures triggered the Hyogoken-Nanbu earthquake, Japan Landslides Society, pp.1-15 (in Japanese).

Pande P., Joshi K.C., Narula P.L.(1996) "Coseismic landslides and fractures induced by Uttarkarkash Earthquake (1991) Remedial measures and mitigation efforts" Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway Vol 2 .pp. 1019-1024.

Pierson. L.A., Davis, S.A., VanVickle, R. (1990). "The Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual". Oregon Department of Transportation, Report No. FHWA-OR-EG-90-01.

Plant, N., Griggs, G.B. (1990) "Coastal Landslides Caused by the October 17, 1989 Earthquake", California Geology, 43 (4),pp 75-84.

Poulos, S.J., 1981. "The steady state of deformation". Geotechnical Engineering Division, ASCE 107 (5), pp. 553–561.

Poulos, S.J., Castro, G., France, J.W., (1985). "Liquefaction evaluation Procedure". Geotechnical Engineering División, ASCE 111 (6), pp. 772–792.

Romero J.A., Martínez J.M., Avila G., Escallón J.O. (1994) "El sismo del 21 de julio de 1993, Puerto Rondón, llanos orientales de Colombia", Revista Ingeominas No. 4, pp. 15-34.

Sassa K., Wang G., Fukuoka H.(2004) "Assessment of Landslide Risk during Earthquake/Rainfall on Urban Areas" Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 47 C.

Sassa, K. (1996) "Prediction of earthquake induced landslides" Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 115-132.

Sassa, K., Fukuoka H., Scarascia G., Irikura K, Okimura T. (1995) "Landslides Triggered by the Hyogoken-Naanbu Earthquake" Landslide News No.9 Tokyo, pp 2-5.

Sassa, K., Fukuoka, Scarascia H., Mugnozza, G.-Evans, S. (1996) "Earthquake-Induced-Land-slides: Distribution, Motion, mechanisms", in special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken – Namby Earthquake, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical society, Jan., pp. 53-64.

Sassa,K., (1995). "Access to the dynamics of landslides during earthquakes by a new cyclic loading ring shear apparatus", Special Session No. 1. Seismicity and Landslides. Sixth International Symposium on Landslides. Landslides, vol. 3. Balkema, pp. 1919–1939.

Seed H.B., Tokimatsu, K., Harder L.F., y Chung, R.M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, pp. 1425-1445.

Seed R.B. y Harder, L.F. (1990). "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength". Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium. Vol. 2, BiTech Publishers, pp. 351-376.

Seed R.B., e Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluaating Soil Liquefaction Potential". Proceedings Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97. No. SM9, September, pp. 1249-1273.

Seed, H.B. (1.970) "Soil problems and Soil behavior, Earthqueake Engineering, R.L". Wiegel Ed. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Chapter 10.

Seed, H.B. (1979) "Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams". Nineteenth Rankine Lecture. Geotechnique 29(3), pp. 215-263.

Seed, HB., Arango I., Chan C.K. (1975). "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes". Report EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B., Idriss I.M., Makdisi, F., Banerjee N. (1975). "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses". Report UCB/EERC-75/29, University of California, Berkeley.

Seed, R.B., Harder L.F. (1990). "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength". Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol.2, Bi Tech Publishers, pp. 351-376.

Seed, R.B., Bray, J.D., Chang, S.W. , Dickenson S.E. (1997) "Site-dependent seismic response including recent strong motion data" Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, Seco e Pinto, Editor, Hamburgo, pp. 125-134.

Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute Monograph.

Sitar, N., Clough, G.W. (1983) "Seismic Response of Steep Slopes in Cemented Soils", J. Geotechnique. Engrg. ASCE, 109(2), pp 210-227.

Terzaghi, K. (1950). "Mechanisms of Landslides". Engineering Geology (Berkeley). Volume, Geological Society of America. Boulder, CO, November, pp 83-123.

Thouret, J.C. (1990). "Effects of the November 13, 1985 eruption on the snow pack and ice cap of Nevado del Ruiz volcano, Colombia". Jour. Volcanology and Geothermal Research, 41 (1-4): 177-201.

Trandasir C. Sassa K. (2005) "Earthquake induced catastrophic landslide risk evaluatin in liquefiable solis". Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 48 C.

Wang, W. (1979) "Some finding in soil liquefaction". Water conservancy and hydroelectric power scientific research institute, Beijing, China.

Wieczorek G.F (1996) "Landslide triggering mechanisms". Landslides Investigation and Mitigation. Special Report 247. Transportation Research Board. Washington, pp. 76-90.

Wilson R. C., Keefer D. K. (1985). "Predicting area limits of earthquake induced Landsliding". In Ziony, J.I. (Ed) Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Region- An Earthscience Perspective U.S. Geological Survey Professional Paper, vol 1360, pp 316-345.

Yamanouchi T. (1977) "Tensile Stresses in Unsupported Slopes of a Pumice Soil", Proceedings, Ninth I.C.S.M.F.E., Tokyo, Vol. 3 418-419.

Yang D.B., Zhengzhong Z. (1996) "Investigation and analysis of seismic landslides in the loessal region of China, Northwest" Seventh international Conference on Landslides Trondheim, Norway Vol 2. pp. 959-964.

Yang, J. (2007). "On seismic landslide hazard assessment". Geotechnique 57, No. 8, pp. 707–713

Youd, T. L., Idriss, I. M. (1997). "Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils".

Youd, T.L., e Idriss, I.M. (2001) "Liquefaction Resistance of Soils". Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 4, pp. 297-313.

Zhang D., Wang G. (2007) "Study of the 1920 Haiyuan earthquake-induced landslides in loess (China)". Engineering Geology 94, pp. 76–88.

Zhang, D., Sassa, K., (1996). "Study of the mechanism of loess landslides induced by earthquakes". Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering 49 (2), pp. 4–13

Capítulo 8

Deslizamientos en Áreas Urbanas y en Obras de Ingeniería

"Antiguamente los deslizamientos eran atribuidos a la acción de Dios; hoy conocemos que los humanos somos los principales responsables".

Fotografía 8.1 Los deslizamientos en áreas urbanas son los que generan los mayores riesgos.

En el sismo de Kobe – Japón, 1995, se observó que los deslizamientos en las áreas urbanas producidos por el sismo, fueron de mayor tamaño que los generados en condiciones geológicas y topográficas similares en áreas no habitadas.

Esto demuestra que un área urbana es más susceptible a sufrir deslizamientos que un área no urbana. El hombre ha sido un permanente modificador de los elementos que conforman la superficie de la tierra y el efecto sobre los taludes ha sido el de un agente desestabilizador.

- Los procesos de urbanización aumentan la susceptibilidad de las laderas urbanas a los deslizamientos; igualmente, muchas ciudades se encuentran en el recorrido de flujos potenciales de detritos. Las zonas urbanas son las áreas que mayores riesgos han presentado en el pasado, relacionados con los deslizamientos.

- Para la construcción de carreteras y obras de infraestructura, se realiza gran cantidad de cortes y terraplenes, los cuales modifican los estados de esfuerzos y disminuyen los factores de seguridad al deslizamiento. Por esta razón, son muy comunes los deslizamientos en taludes de carreteras y vías férreas.

- Los oleoductos y gasoductos frecuentemente atraviesan zonas susceptibles a los deslizamientos de tierra. Las excavaciones para la colocación de ductos facilitan la infiltración de agua. Igualmente, la deforestación en el derecho de vía, afecta la estabilidad de las laderas.

La Vulnerabilidad de los Elementos Urbanos

Los elementos urbanos son muy vulnerables por varios aspectos:

- La ocupación de áreas de alta susceptibilidad es muy común. Los intereses económicos de los constructores priman sobre los intereses de la comunidad.

Fotografía 8.2 Los elementos urbanos son muy vulnerables a los deslizamientos. Se observa el efecto de un deslizamiento lento. La diferencia de tiempo entre las dos fotografías es de 16 días.

- El porcentaje de ocupación del terreno es muy alto, especialmente en las grandes ciudades.
- Se construye con frecuencia sobre los cauces de agua, por donde pasan los flujos y avalanchas.
- En el diseño no se tiene en cuenta la susceptibilidad a los deslizamientos.
- La construcción de vivienda básica es de baja calidad y muy vulnerable.
- La vulnerabilidad social. No existe la cultura del riesgo en nuestras comunidades.

En lo referente a vulnerabilidad, hay que tener en cuenta la diferencia entre los deslizamientos lentos (Fotografía 8.2) y los flujos rápidos. A mayor rapidez del movimiento, la vulnerabilidad es mayor. Por esta razón, las avalanchas y flujos causan muchas muertes.

LOS PROCESOS ANTRÓPICOS

Entre los procesos antrópicos que activan los deslizamientos se encuentran los siguientes:

Cambios en el Relieve y Cargas del Talud

- Descargue del talud por remoción de suelos y rocas en los cortes.
- Sobrecarga por medio de rellenos, edificios, etc.
- Subsidencia o hundimiento por excavaciones subterráneas (túneles).

Modificación de las Condiciones de Humedad

- Modificación de las condiciones naturales del agua superficial por medio de canales, zanjas, represas, etc.
- Modificación de las condiciones naturales del agua subterránea por medio de pozos de bombeo, concentración de las infiltraciones, etc.
- Infiltración desde ductos de agua, especialmente acueductos y alcantarillados.
- Infiltración en pozos sépticos y campos de infiltración.
- Aceleración de infiltración por la presencia de depósitos de basura y residuos sobre el talud.
- Cambio general en el régimen de aguas superficiales.
- Construcción de reservorios o presas.

Vibraciones

- Vibraciones de máquinas y equipos.
- Tránsito en vías de comunicación.
- Uso de explosivos.
- Efectos de la construcción de obras (especialmente el movimiento de maquinaria).

Cambios en la Cobertura Vegetal

- Cambio de la estructura y condiciones de la capa superficial del suelo por prácticas de agricultura, pastoreo, tala de bosques, etc.
- Modificación del uso del suelo.

La Deforestación

La deforestación ha sido identificada como un elemento muy importante de desestabilización de las laderas urbanas. Se ha presentado mucha controversia con relación al efecto de la deforestación en el nivel de actividad de los deslizamientos profundos.

Algunos aseguran que en los deslizamientos profundos las raíces no afectan la estabilidad y que el nivel freático no es influenciado por la presencia de vegetación; mientras otros aseguran que la vegetación es clave para garantizar la estabilidad de los taludes.

Bauer (1996) presenta un caso en el cual la eliminación de 0.3 Km^2 de bosque en un área total de 0.9 Km^2 triplicó la escorrentía e inició un proceso de flujos de escombros (Debris Flow) que destruyó en 1971 varias casas e inundó una población en Austria.

Algunas estadísticas muestran que los deslizamientos ocurren 3.5 veces más en zonas desprovistas de vegetación que en zonas vegetadas. La tala y la quema indiscriminada de los bosques tropicales, especialmente cerca de los núcleos urbanos ha producido efectos catastróficos de erosión masiva y ocurrencia de deslizamientos.

Otro factor, es el agrietamiento del terreno al eliminar la vegetación. Al no existir, es mucho más susceptible el suelo al agrietamiento y éste afecta la estabilidad de forma negativa, al mismo tiempo que facilita la infiltración concentrada de agua.

Efecto hidrológico de la deforestación

El efecto hidrológico, en la práctica, es el factor más importante con relación al efecto de la vegetación sobre la estabilidad de las laderas.

La cobertura vegetal presente determina una mayor o menor protección contra el impacto de la lluvia o la acción de las corrientes de agua. Adicionalmente, la vegetación retarda la escorrentía regulando los picos de caudal de las corrientes.

Al eliminar la protección vegetal (cualquiera que sea ésta) se deja el terreno expuesto al impacto de las gotas de lluvia, las cuales producen erosión laminar, seguida por formación de surcos, que pueden convertirse en cárcavas. La situación se agrava aún más cuando se remueve la parte superficial del terreno o descapote, ya que éste funciona como una segunda capa de protección natural contra la erosión y la infiltración de agua.

Efecto de las carreteras sobre la deforestación

Al construirse nuevas carreteras se destruye la vegetación durante la construcción, pero el efecto más importante es que la carretera facilita la colonización de nuevas tierras.

La experiencia en Colombia muestra que después de construir una nueva carretera en zonas selváticas, en 5 años se ha destruido la mayor parte de la vegetación en un área de aproximadamente 10 Km a cada lado de la vía. La colonización a su vez, ha aumentado la cantidad de deslizamientos, los cuales eran insignificantes antes de construir la vía.

LAS CATÁSTROFES URBANAS

En la historia de la humanidad ha ocurrido una gran cantidad de catástrofes en núcleos urbanos relacionados con los deslizamientos de tierra; es muy común que por razones geográficas o topográficas, se construyan ciudades o barrios de ciudades sobre laderas susceptibles a movimientos en masa o vulnerables a los flujos de lodos o de residuos.

Las laderas son muy atractivas para la localización de asentamientos humanos, debido a la belleza de los paisajes. Igualmente, la presión de crecimiento de los núcleos urbanos induce a la utilización de las laderas para la construcción de viviendas.

El principal activador de los deslizamientos en zonas urbanas, es la lluvia, aunque en ocasiones también lo son los sismos; sin embargo, el factor antrópico es un elemento determinante para su ocurrencia o para su magnitud. La actividad humana ayuda a la desestabilización de los taludes y a la generación de catástrofes.

Grandes deslizamientos históricos

Como puede observarse en la tabla 8.1, las grandes catástrofes urbanas ocurren principalmente en las zonas tropicales donde los suelos son más susceptibles a los deslizamientos y las lluvias son intensas. La mayoría de las catástrofes han ocurrido por flujos de residuos o detritos. Los principales activadores son las lluvias y los sismos.

En la mayoría de las catástrofes activadas por los sismos, los suelos se encontraban saturados previamente por acción de las lluvias.

La responsabilidad sobre las catástrofes

Schwab y otros (2005) presentan las siguientes preguntas con relación a la responsabilidad en el riesgo de deslizamientos en zonas urbanas:

- Cuál es la responsabilidad de los gobiernos locales para asegurar que el desarrollo de áreas susceptibles a deslizamientos es seguro?

- Cuál es el nivel de riesgo que el propietario debe asumir para decidir vivir en zonas de amenaza a deslizamientos?

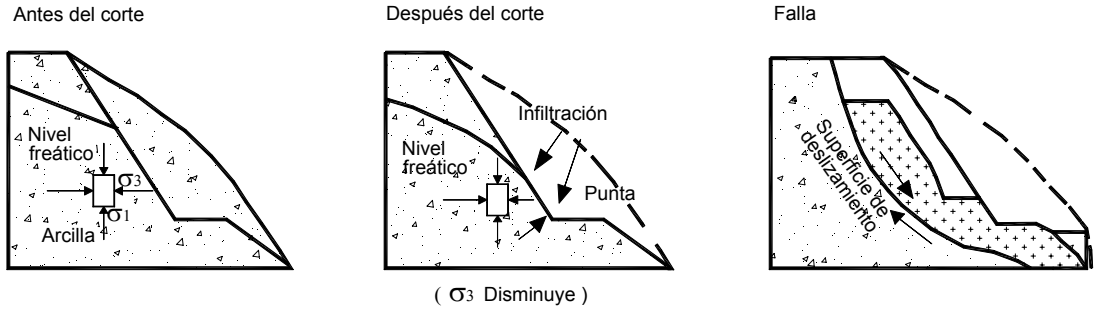


Figura 8.1 Diagrama general del efecto de un corte.

- Cuál es la responsabilidad del constructor para asegurar que un talud permanezca estable?

- Quién es el responsable de educar a la comunidad para el uso responsable de las laderas?

En la práctica, el riesgo de deslizamientos en zonas urbanas, ha sido manejado de manera poco responsable en la mayoría de los países en desarrollo, donde las amenazas a deslizamientos en zonas urbanas son mayores.

Elementos tales como la responsabilidad del estado y la educación de la comunidad no han tenido generalmente un manejo adecuado. Catástrofes como la de Vargas en Venezuela, pudieron haber sido previstas con un estudio adecuado de la historia de problemas anteriores en las mismas áreas. Igualmente, en la catástrofe de Armero en Colombia, se pudo haber evacuado a la población al inicio del evento del lahar.

LOS PROCESOS DE URBANIZACIÓN

Los deslizamientos de tierra son un problema muy común en las ciudades construidas en áreas de montaña. Como resultado de las presiones poblacionales, se ha acelerado el desarrollo en las laderas susceptibles a deslizamientos en las zonas urbanas.

El desarrollo aumenta la amenaza a los deslizamientos activados por lluvias y por sismos. Existe una relación entre la ocurrencia de deslizamientos y la rapidez de los procesos de urbanización, en especial de los desarrollos desordenados.

Los casos más graves ocurren en áreas geotécnicamente susceptibles y con desarrollo urbano rápido y desordenado.

Las diversas intervenciones del hombre tales como cortes, rellenos, deforestación, concentración de aguas lluvias y servidas, etc., determinan en buena parte la ocurrencia de deslizamientos.

Koukis (1996) reporta que aproximadamente el 35% de los deslizamientos en Grecia, están relacionados con actividades humanas, siendo sobrepasados solamente por las lluvias intensas y la erosión. Las consecuencias de la actividad antrópica urbana sobre la estabilidad de taludes se pueden clasificar en dos grupos:

- Las consecuencias directas de la acción, tales como los derrumbes de una excavación.

- Las consecuencias indirectas, como la infiltración de agua en una excavación.

La Urbanización en Zonas de Ladera

A pesar de las limitantes topográficas, las laderas son muy atractivas para proyectos de urbanización. Adicionalmente, a las viviendas propiamente dichas; sobre las laderas se construye una gran cantidad de obras de infraestructura como calles, andenes, alcantarillados y acueductos.

Para estas obras se requiere gran cantidad de movimientos de tierra, excavaciones, rellenos, etc. Igualmente, ocurren cambios de manejo como la irrigación para el riego de jardines. Otras amenazas como la rotura de ductos representan un agravante para la estabilidad de una ladera. Los deslizamientos en áreas urbanas son afectados por elementos propios del proceso de urbanización y el manejo inapropiado del ambiente.

Tabla 8.1 Deslizamientos catastróficos de mayor magnitud (Modificada por Schuster, 1996).

Deslizamientos Catastróficos de Mayor Magnitud						
AÑO	**CIUDAD**	**TIPO**	**ACTIVACIÓN**	**VOLUMEN**	**IMPACTO**	**OBSERVACIONES**
1513	Biasca, Suiza	Deslizamiento flujo de roca	Lluvia	10 a $20x10^6$	600 muertos	Se represó río y se generó un flujo
1618	Piuro, Italia	Deslizamiento y flujo	Lluvias	3 a $4x10^6$	1200 muertos	
1911	Tadzhik. USSR	Deslizamiento de Roca	Terremoto Magnitud 7.4	2.0×10^9	54 muertos.	Se represó río Murgab.
1919	Indonesia (Java)	Lahar	Erupción volcán Kalut	185 km^2	5,110 muertos	Flujos de lodo caliente
1920	Ningxia China	Deslizamiento de tierra	Terremoto de Haiyuan		100,000 muertos;	675 derrumbes
1921	Kazakh (USSR)	Flujo de escombros	Derretimiento de la nieve		500 muertos	Flujo en el valle del Río de Alma-Atinka
1933	Sichuan China	Deslizamiento de tierra	Terremoto Magnitud 7.5	$>150 \times 10^6$	9300 muertos	Falló presa de 255 m. de altura.
1939	Hyogo Japón	Flujos de lodos.	Lluvia fuerte		505 muertos;	Causado por tifón
1941	Huaraz, Perú	Deslizamiento y flujo de residuos.	Lluvias	$10x10^6$	4000 a 6000 muertos	El deslizamiento represo el rio Santa
1949	Tadzhik (antes USSR)	Deslizamiento de roca	Terremoto Magnitud 7.5		12,000 – 20,000 muertos	Avalancha de escombros de granito
1953	Wakayama Japón	Flujos de escombros y lodo	Lluvia fuerte		460 muertos	Causado por tifón.
1953	Kyoto Japón	Deslizamientos y flujos de escombros y lodo	Lluvia fuerte		336 muertos	
1958	Shizuoka Japón	Flujos de lodo y escombros	Lluvia fuerte		1,094 muertos;	
1962	Ancash Perú	Avalancha en Nevados	Deslizamiento de glaciar.	13×10^6	4000 – 5,000 muertos.	Velocidad de 170 km/hora
1963	Vaiont Italia	Deslizamiento de roca	Embalse de represa	250×10^6	2,000 muertos	Olas de 100 m por encima de la presa.
1964	Alaska USA	Deslizamientos de tierra	Terremoto Magnitud 9.4		280 millones de dólares.	Licuación generó deslizamientos
1965	Yunnan China	Deslizamiento de roca		450×10^6	444 muertos	Velocidad alta

1966	Rio de Janeiro Brasil	Avalanchas, flujos de escombros y lodos	Lluvia fuerte		1,000 muertos	Varios deslizamientos de tierra
1967	Sierra "Araras" Brasil	Avalanchas, flujos de escombros y lodos.	Lluvia fuerte		1,700 muertos	Varios deslizamientos
1970	Ancash Perú	Avalanchas en Nevados	Terremoto Magnitud 7.7	30-50 x 10^6	18,000 muertos.	Velocidad 280 Km/ hora.
1972	Hong Kong, China	Gran cantidad de deslizamientos	Lluvias intensas		138 muertos	Se deslizaron edificios
1974	Huancavelica. Perú	Deslizamientos de roca y avalancha de escombros	Lluvias y erosión del Río	1.6 x 10^9	450 muertos	Falló presa Vel 140 Km/hora
1980	St Helens USA	Avalancha de escombros de roca.	Erupción volcánica	2.8 x 10^9	Deslizamiento más grande del mundo	Velocidad 125 Km/hora
1983	Utah USA	Deslizamiento de escombros	Lluvia fuerte y nevadas	21 x 10^6	600 millones de dólares	
1983	Gansu China	Deslizamiento de tierra		35 x 10^6	237 muertos	Deslizamiento de tierra de "Loess"
1985	Armero Colombia	Flujo de escombros.	Volcán y deshielo de nevado.		20.000 muertos	Las alarmas no fueron atendidas
1986	Papua, Nueva Guinea	Avalancha de escombros	Terremoto Magnitud 7.1	200 x 10^6	Evacuación impidió muertes.	Rotura de presa
1987	Napo Ecuador	Deslizamiento de tierra	Terremoto Magnitud 6.9	75-110 x 10^6	1,000 muertes	Taludes saturados
1988	Petropolis, Brasil	Deslizamiento	Lluvias		171 muertos	
1994	Paez Colombia	Deslizamientos y flujos de lodos	Terremoto Magnitud 6.4	250 km^2	1971 muertos	Miles de deslizamientos.
1998	Centroamérica	Deslizamientos y flujos de escombros.	Lluvias Huracán Mitch		10.000 muertos	Intensidades de 101 milímetros por hora.
1999	Vargas Venezuela	Flujos y avalanchas	Lluvias	Mas de 40 x 10^6	Mas de 30000 muertos	En tres días 900 mm de lluvia.
2001	Santa Tecla, El Salvador	Deslizamiento de suelos volcánicos.	Terremoto magnitud 7.6	3x10^5 a 5x10^5	Mas de mil muertos	Sismo activó ladera saturada.

Se debe tener en cuenta la presencia y posible rotura o fugas de redes de aguas de acueducto y alcantarillado.

Algunos de los efectos que contribuyen a la inestabilidad son los siguientes:

- Cortes con pendientes fuertes disminuyendo los factores de seguridad de los taludes (Figuras 8.1 y 8.2).
- Colocación de rellenos aumentando los niveles de esfuerzos a cortante en el suelo.
- Redirección de las aguas de escorrentía, concentrándolas en áreas que no estaban preparadas para recibirlas.
- Aumento de infiltración por riego, pozos sépticos y exfiltraciones de ductos de agua.
- Remoción de árboles y otros tipos de vegetación.

Las modificaciones topográficas producen en ocasiones, movimientos diferenciales y concentración de esfuerzos en la estructura de los ductos que conducen a su rotura.

Cuando los conductos atraviesan zonas de cambio de materiales de cimentación, se pueden presentar con el tiempo, movimientos diferenciales que pueden conducir a la rotura de las tuberías y a deslizamientos.

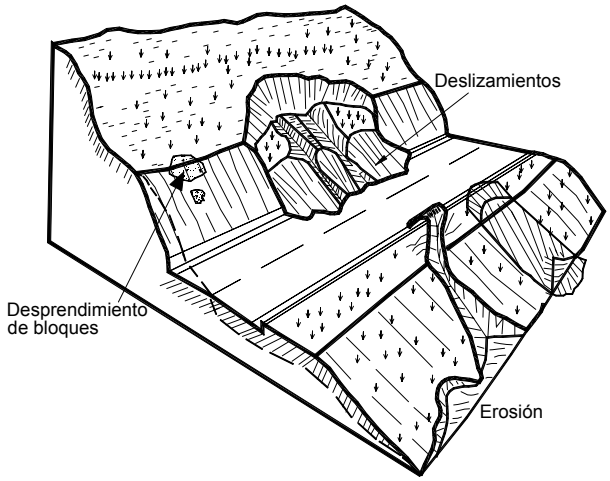


Figura 8.2 Efectos de la modificación de la topografía.

Otros factores importantes son la entrega y manejo inadecuado de las corrientes de agua lluvia o servida, recolectadas en el área urbana, las cuales puede producir focos de erosión, la infiltración en zanjas no revestidas, al igual que la existencia de pozos sépticos o de infiltración.

Los Asentamientos Humanos Espontáneos

El proceso de ocupación desordenada de áreas urbanas tiene importancia directa sobre la ocurrencia de deslizamientos. Amaral y otros (1996) encontraron una relación directa entre el número de deslizamientos en Río de Janeiro y la localización de asentamientos humanos desordenados (favelas).

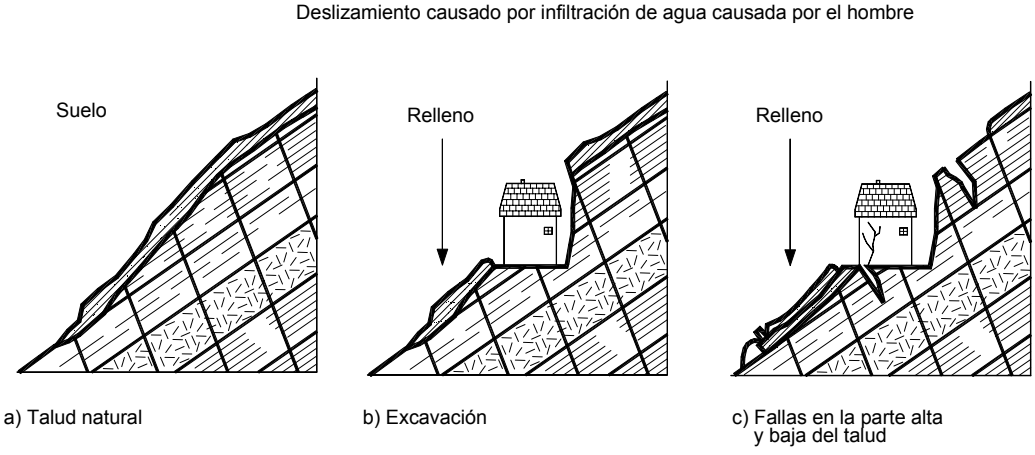


Figura 8.3 Los cortes y rellenos pueden generar deslizamientos de tierra debidos a los cambios de esfuerzos y a la infiltración de agua.

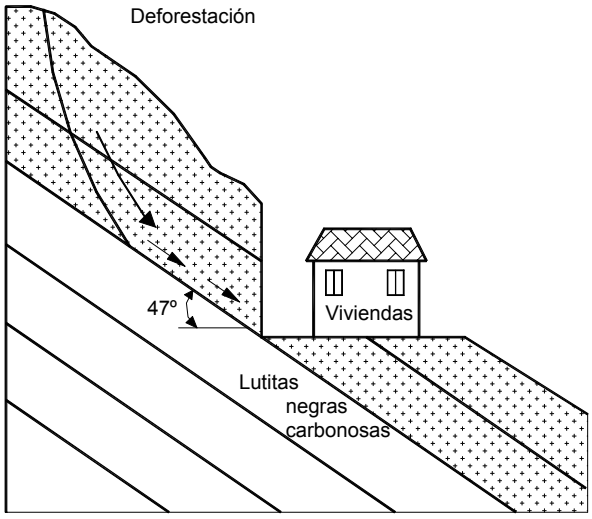


Figura 8.4 Deslizamiento en Alto Jordán – Colombia, por excavación para la construcción de un grupo de viviendas en un talud de lutitas con buzamiento fuerte.

Se encontró que el 60% de los deslizamientos en Río de Janeiro afectan los asentamientos desordenados, asociados con los cortes indiscriminados, rellenos sobre laderas de alta pendiente, fugas incontroladas en ductos de agua y descarga directa de aguas domésticas, acueducto y aguas lluvias.

LA MODIFICACIÓN DEL RELIEVE

La modificación del relieve del terreno mediante cortes o rellenos, puede producir la activación de un deslizamiento.

Los Cortes o Excavaciones

Un corte en un talud produce varios cambios sustanciales en el estado de la formación residual. Las excavaciones generan cambios topográficos y concentración de esfuerzos de cortante y en ocasiones, descubren superficies críticas para los deslizamientos, como estratificación, fracturas y planos de cambio de meteorización (Figuras 8.3 y 8.4).

El fenómeno incluye la relajación de los niveles de esfuerzos a compresión y el aumento de los esfuerzos al corte, exposición del material meteorizado al aire y a los cambios de humedad, alteración de propiedades por cambios físico-químicos causados por la exposición al aire y la humedad y la modificación de las presiones negativas en el agua de los poros (Figuras 8.5 y 8.6).

Los materiales derivados de las lutitas y de los esquistos son especialmente propensos a los cambios, por acción de los cortes. Un fenómeno muy importante es la apertura de discontinuidades heredadas, por acción de la relajación de los esfuerzos de compresión.

En ocasiones, se forman grietas de tensión, las cuales se convierten en conductos para la transmisión del agua infiltrada y la formación de presiones altas de poros.

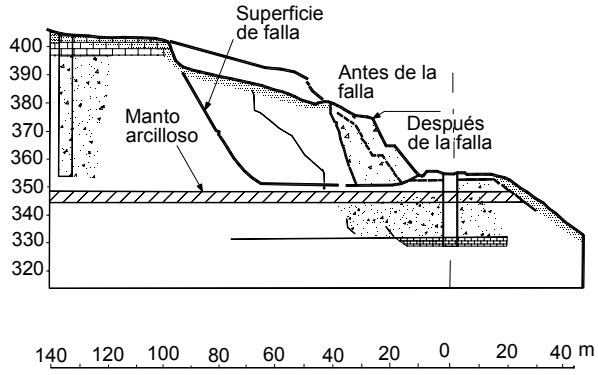


Figura 8.5 Deslizamiento al realizar el corte para una vía en Jordania (Dames Moore International, 1993).

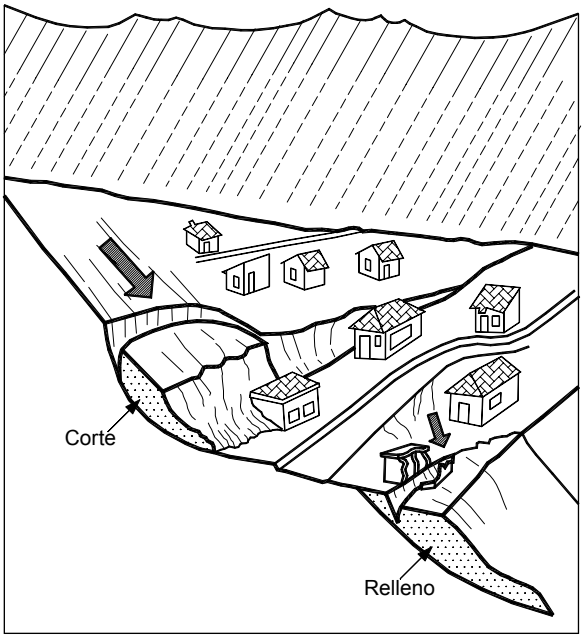


Figura 8.6 Deslizamientos y erosión producidos por corte y relleno en la construcción de una vía o la explanación para una urbanización.

Comúnmente, se genera un sector de discontinuidades abiertas, semiparalelo a la superficie del corte y de espesor directamente proporcional a la altura del talud cortado, el cual es más profundo hacia el pie del corte.

La mayor parte de las fallas que ocurren al poco tiempo de ejecutado el corte, están relacionados con estas grietas. El resultado puede ser un deslizamiento de forma lineal o de arco semiplano, el cual rompe el material residual, seguido por un flujo (Sowers, 1988).

En el caso de los suelos sin discontinuidades heredadas, en ocasiones, se pueden realizar cortes altos verticales (Blight, 1969), pero cuando aparecen estructuras heredadas o discontinuidades se pueden presentar deslizamientos al poco tiempo de efectuado el corte (Figura 8.7).

La ejecución de un corte en el pie de un talud puede dejar al descubierto una discontinuidad o un plano de estratificación y provocar un movimiento, aún en taludes de pendiente suave (Bligth y otros, 1970). Méndez (1989) describe un caso en los Andes Venezolanos así: "los proyectistas consideraron que un sitio no difería de lo convencional de otras áreas ya desarrolladas de la ciudad, donde sin criterio geotécnico alguno emprenden obras similares. No obstante, se llevaron la sorpresa de activar un deslizamiento afectando inicialmente a las casaquintas y luego a un conjunto de viviendas, por un simple corte de 2,5 m de altura" (Figura 8.8).

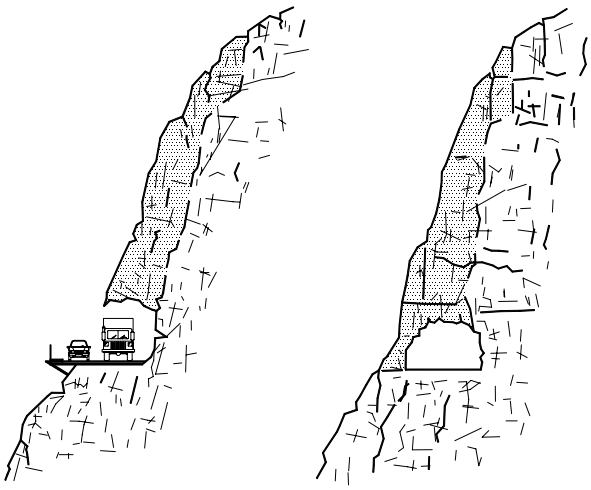


Figura 8.7 Inducción de esfuerzos de corte y relajación de esfuerzos de compresión al cortar para un semitúnel.

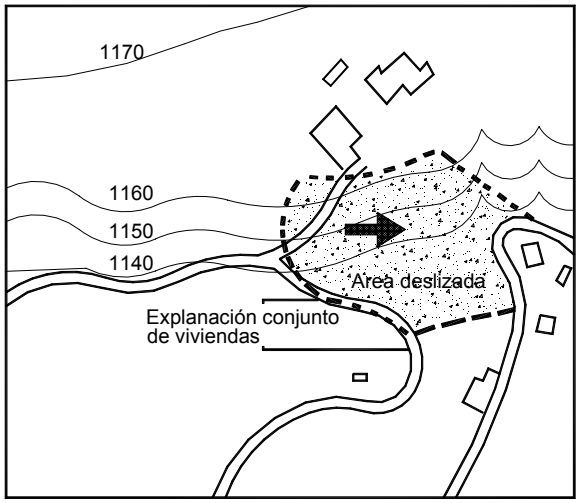


Figura 8.8 Deslizamiento ocasionado por un corte en San Cristóbal – Venezuela (Méndez, 1989).

En las excavaciones urbanas se debe tener en cuenta especial consideración los deslizamientos de excavaciones para sótanos de edificios, de los cuales existe muy buena cantidad de casos históricos en la literatura técnica.

La Explotación de Materiales de Construcción

Las canteras de explotación de materiales son muy comunes en zonas urbanas, afectando grandes áreas con cortes de gran altura y generando deslizamientos masivos (Figura 8.9). Es muy frecuente que se produzcan flujos de roca y residuos en las canteras.

La utilización de explosivos para el corte de materiales generalmente, induce procesos de deterioro de la estructura, los cuales pueden terminar en grandes deslizamientos.

Los Rellenos

La colocación de rellenos directamente sobre los taludes y sin compactación o compactados inadecuadamente, permiten la sobrecarga de las laderas y la saturación y colapso de los suelos sueltos, facilitando los escurrimientos de suelo, flujo de los suelos sueltos saturados y formación de cárcavas por erosión (Figura 8.10). Los rellenos generalmente son más porosos y menos permeables que los suelos naturales, lo cual facilita la infiltración y genera acumulaciones de agua en los poros.

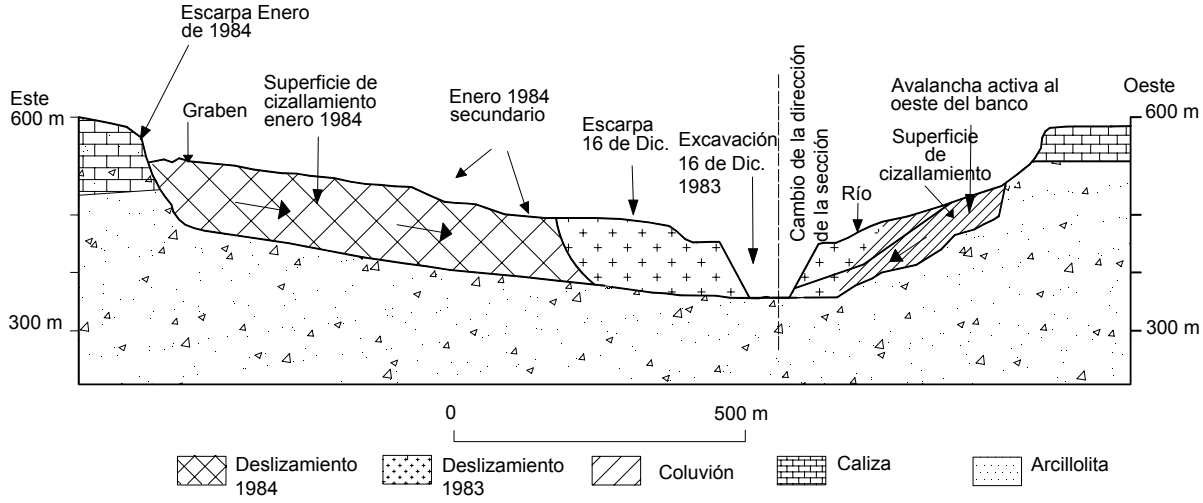


Figura 8.9 Activación de un gran deslizamiento al realizar una excavación (Modificado de Griffiths y otros, 2004).

Los rellenos son menos cementados y su estructura más susceptible a deterioro o colapso por eventos sísmicos; el contacto entre el suelo natural y el relleno constituyen una línea de debilidad en la cual se concentran los flujos de agua y se generan agrietamientos por diferencia en las características de deformación y comportamiento sísmico. Adicionalmente, son muy susceptibles a los procesos de erosión (Figura 8.11).

La mayoría de los deslizamientos en rellenos ocurre a lo largo del contacto corte-relleno. En ocasiones, se colocan rellenos sobre suelos blandos como coluviones o depósitos aluviales recientes y el suelo sobre el cual se coloca el relleno, puede fallar al cortante (Figuras 8.12 y 8.13).

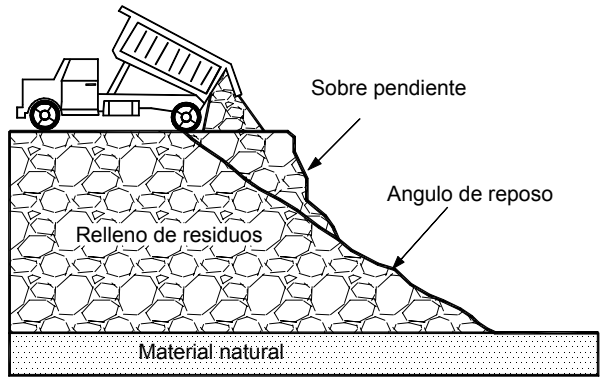


Figura 8.10 Talud con sobre pendiente en un proceso de relleno.

LOS FLUJOS DE RESIDUOS

La ocurrencia de flujos de residuos es mayor en zonas urbanas. En los últimos años, la población en las ciudades ha crecido y se están ocupando las laderas de las montañas suburbanas para la construcción de viviendas, vías y otras obras de infraestructura, lo cual está aumentando las amenazas y los riesgos asociados con deslizamientos de tierra, los cuales se convierten en flujos.

Aunque los mayores cortes y rellenos corresponden a vías y calles, igualmente se realizan terraceos para acomodar casas y edificios. La ocupación de las áreas no deja espacio para los drenajes de agua y menos aún, para el paso de flujos de residuos.

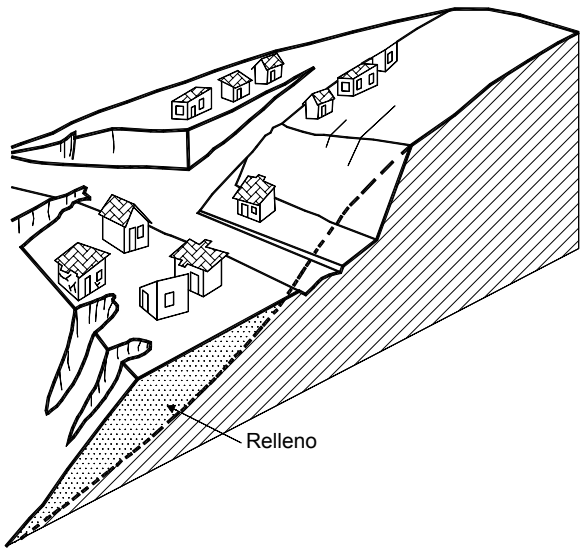


Figura 8.11 Los rellenos urbanos son muy susceptibles a procesos de erosión.

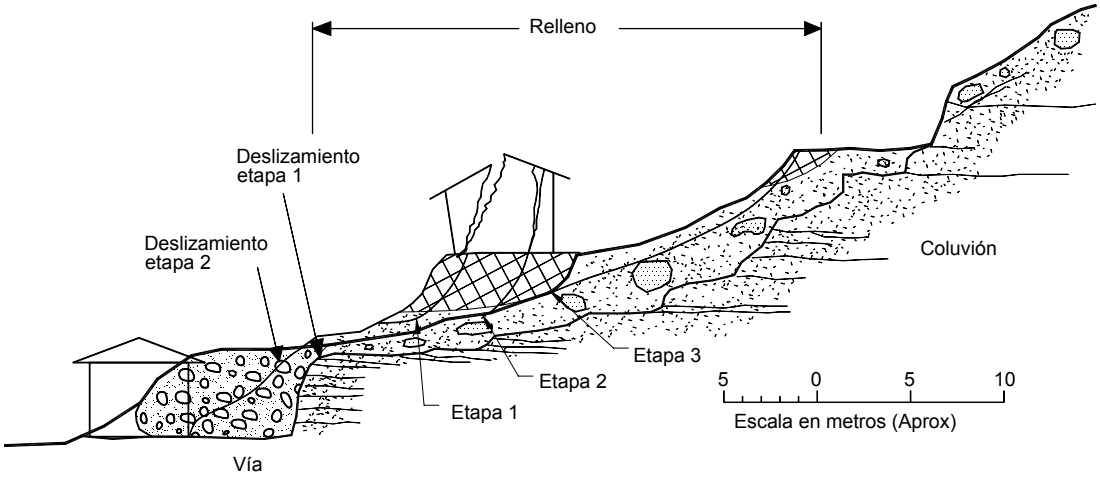


Figura 8.12 Deslizamiento ocasionado por la colocación de un relleno sobre un coluvión.

Es muy común que ocurran deslizamientos de rellenos y cortes de vías suburbanas, los cuales se convierten rápidamente en flujos. La mayoría de las grandes catástrofes en nuestras ciudades están relacionadas con flujos, debido a que estos tienen que pasar por encima de las viviendas (Collins, 2008), puesto que en el proceso de urbanización se cierran los pasos de cañadas.

Distancia de recorrido de los deslizamientos

En las zonas urbanas, la distancia de recorrido es un factor muy importante para determinar el riesgo. Si la masa que se mueve es de gran magnitud y el ángulo de recorrido es fuerte, el suelo puede sepultar viviendas (Figuras 8.14 y 8.15).

Los deslizamientos rápidos, tanto en los taludes construidos como naturales, representan un riesgo importante para pérdida de vidas y daños materiales y ambientales, debido a que la velocidad de la masa deslizada es mayor que la posibilidad de evacuación inmediata. Generalmente, estos flujos son la amenaza que mayor riesgo produce en las zonas urbanas.

Es muy importante determinar si el deslizamiento tiene posibilidad de alcanzar grandes velocidades y estimar su distancia de recorrido y velocidad. Una velocidad muy alta desde el punto de vista de riesgo, es aquella que es mayor de 3 m/s y en general todo deslizamiento en el rango de los metros por segundo, representa un potencial de riesgo importante (Hunter y Fell, 2003).

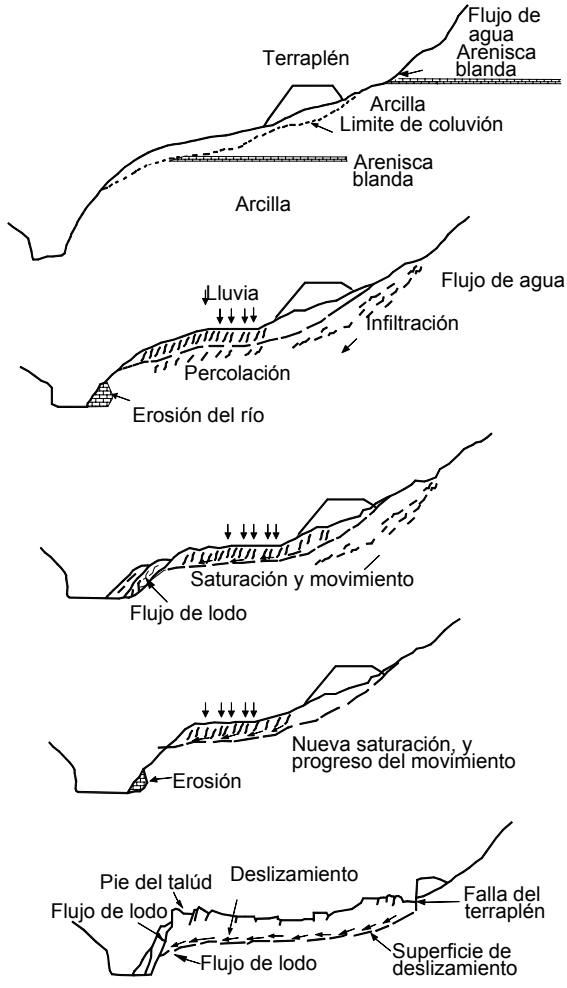


Figura 8.13 Secuencia de la falla de un terraplén colocado sobre un coluvión (Al-Homoud y otros, 1994).

CAMBIOS HIDROGEOLÓGICOS URBANOS

La intervención humana del medio físico produce cambios importantes en la hidrología de las áreas urbanas en las siguientes formas:

- Eliminación de áreas cubiertas por bosques o vegetación y su reemplazo por áreas duras y edificaciones.
- Cambios topográficos para adaptar los terrenos al proceso de urbanización.
- Canalización de aguas por medio de pavimentos, sumideros y alcantarillados, disminución de la rugosidad, inhibición de la infiltración y de la evapotranspiración, aumento de los caudales y reducción del tiempo de concentración.
- Aumento de caudales con las aguas de acueducto tomadas de otras cuencas.
- Transporte de aguas de una microcuenca a otra, a través del sistema de alcantarillado.

Modificaciones del Régimen de Agua Subterránea por Recarga Urbana

Los procesos de urbanización producen cambios sustanciales en las aguas subterráneas. Se producen varios efectos entre los cuales se encuentra la impermeabilización y las fugas de las instalaciones de agua (Figuras 8.16 y 8.17). La impermeabilización debida a la urbanización ,disminuye la evaporación e infiltración y aumenta la escorrentía. Aunque la proporción de área cubierta es un factor clave, debe anotarse que algunos tipos de pavimento como los adoquines y asfaltos porosos, son muy permeables.

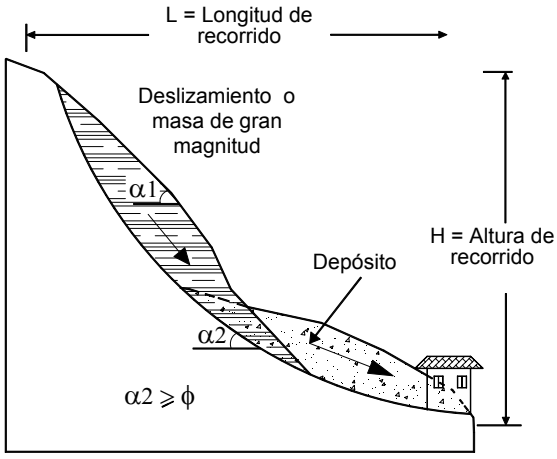


Figura 8.14 Esquema de los parámetros que afectan la distancia de recorrido.

Adicionalmente algunas zonas descubiertas no poseen drenaje de agua lluvia y pueden facilitar la infiltración forzada. La urbanización también produce cambios radicales en los cursos de las cañadas o cuerpos de agua.

Pérdidas de agua de los sistemas de acueducto

Los casos más graves generalmente corresponden a fugas de ductos de infiltraciones de acueducto, debido a las presiones altas o a los tanques de almacenamiento colocados en las coronas de los taludes (Longworth, 1992).

El caso es especialmente grave en los suelos permeables, en los cuales el agua fugada de los ductos no sale hacia la superficie del terreno sino que se infiltra totalmente en el suelo. De esta forma, la fuga se convierte en un componente muy importante de la recarga. Los sistemas de distribución de agua, generalmente, presentan una gran cantidad de pérdidas entre 20 y 50% (Lawrence y Cheney, 1996).

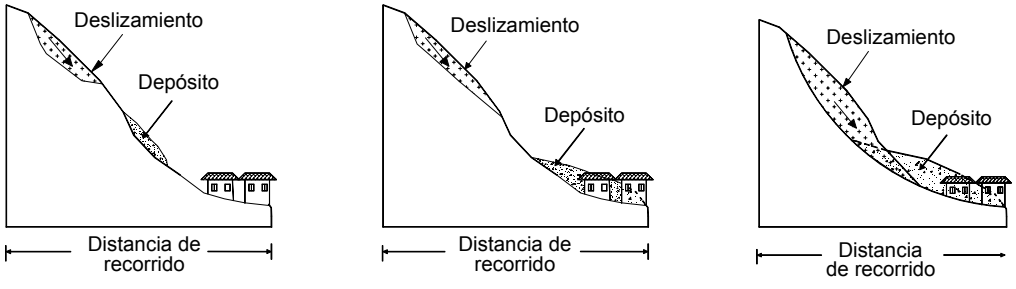


Figura 8.15 Efecto del tamaño del deslizamiento en la distancia de recorrido (Hunter y Fell, 2003).

En Inglaterra, la cantidad de pérdidas varía entre el 20 y 30% (Price y Reed, 1989). Gran parte de estas pérdidas son de agua infiltrada al suelo en el sistema de distribución, incluyendo tanques de almacenamiento, válvulas, fugas en los ductos y exudación.

Es muy común encontrar fugas importantes de ductos de agua de los servicios públicos. La recarga debida a las pérdidas en el sistema de acueducto representa, en la mayoría de las ciudades, un factor muy importante de inestabilidad en los taludes.

Las ratas de fuga varían considerablemente de una zona urbana a otra, debido a que los ductos antiguos son más susceptibles a fuga que los sistemas nuevos. Adicionalmente, las zonas urbanas sometidas a eventos sísmicos poseen mayores ratas de fracturas de tuberías.

La recarga total por acción de las fugas puede representar un porcentaje muy importante de la infiltración total y en ocasiones, muy superior a la relacionada con las lluvias.

En la tabla 8.2 se muestra la información obtenida en la literatura sobre la recarga total relacionada por procesos urbanos, la cual como se puede observar, es muy alta en las ciudades de países no desarrollados, comparativamente con la de los países industrializados.

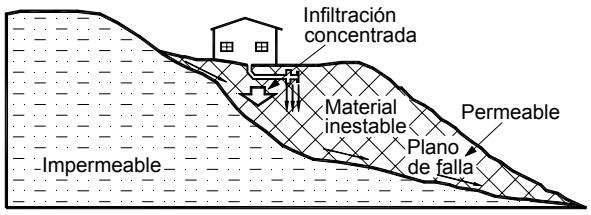


Figura 8.16 Deslizamiento de un relleno o de un coluvión por infiltración de agua.

Un caso histórico de deslizamiento activado por aportes de agua de acueducto fue el deslizamiento de 120.000 m^3 de una ladera en Bucaramanga - Colombia, inducido por fugas e infiltraciones de agua, en el área de un tanque de acueducto en la corona del talud, en una terraza aluvial de arenas arcillosas cementadas.

El nivel freático ascendió más de 10 metros en un área importante de terreno, generando el deslizamiento (Figura 8.18).

Los sistemas de alcantarillado

Las fugas de los sistemas de alcantarillado pueden ser muy altas; por ejemplo, en la ciudad de Mérida (México), Morris (1994) reporta que el 95% de las aguas descargadas al sistema sanitario terminan como aguas subterráneas para una geología de calizas karsticas.

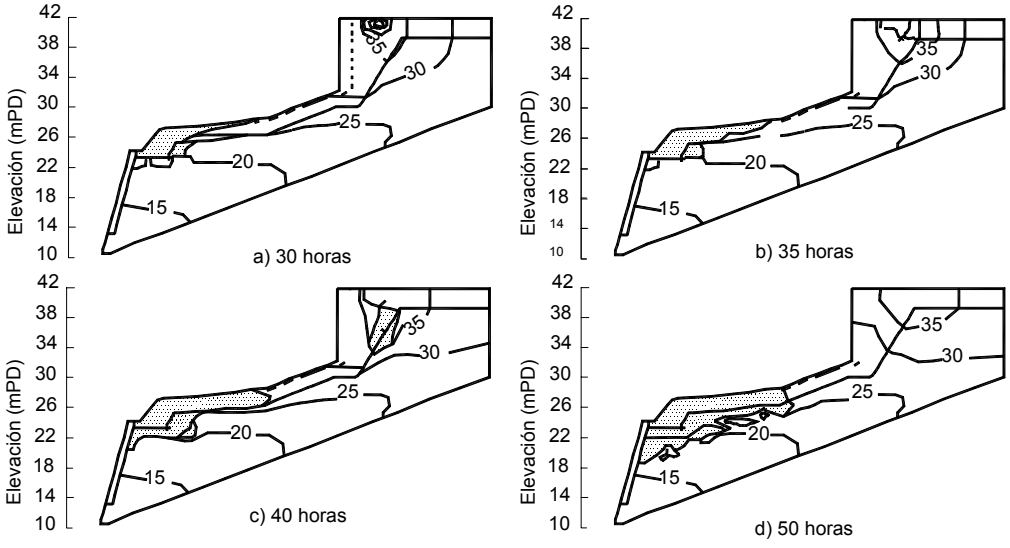


Figura 8.17 Saturación y falla de un talud por escapes de agua del sistema de alcantarillado en Hong Kong (Wong y Ho, 1997).

Tabla 8.2 Impacto de la recarga urbana sobre el agua subterránea en algunas ciudades.

Ciudad	Litología	Incremento en la Recarga en mm/año	Causas de la Recarga	Referencias
Liverpool (Inglaterra)	Arenisca	55	Fugas de acueducto	Price y Reed (1989)
Mérida (México)	Caliza	500	Fugas de acueducto, alcantarillado y pozos sépticos.	Morris (1994)
Santacruz (Bolivia)	Depósitos aluviales	150 a 170	Fugas de acueducto, alcantarillado y pozos sépticos	Morris (1994)
Hat Yai (Tailandia)	Aluvión costero	60	Fugas de acueducto	Lawrence (1994)
Lima (Perú)	Grava aluvial	700	Fugas de acueducto e irrigación	Geake y otros (1986)

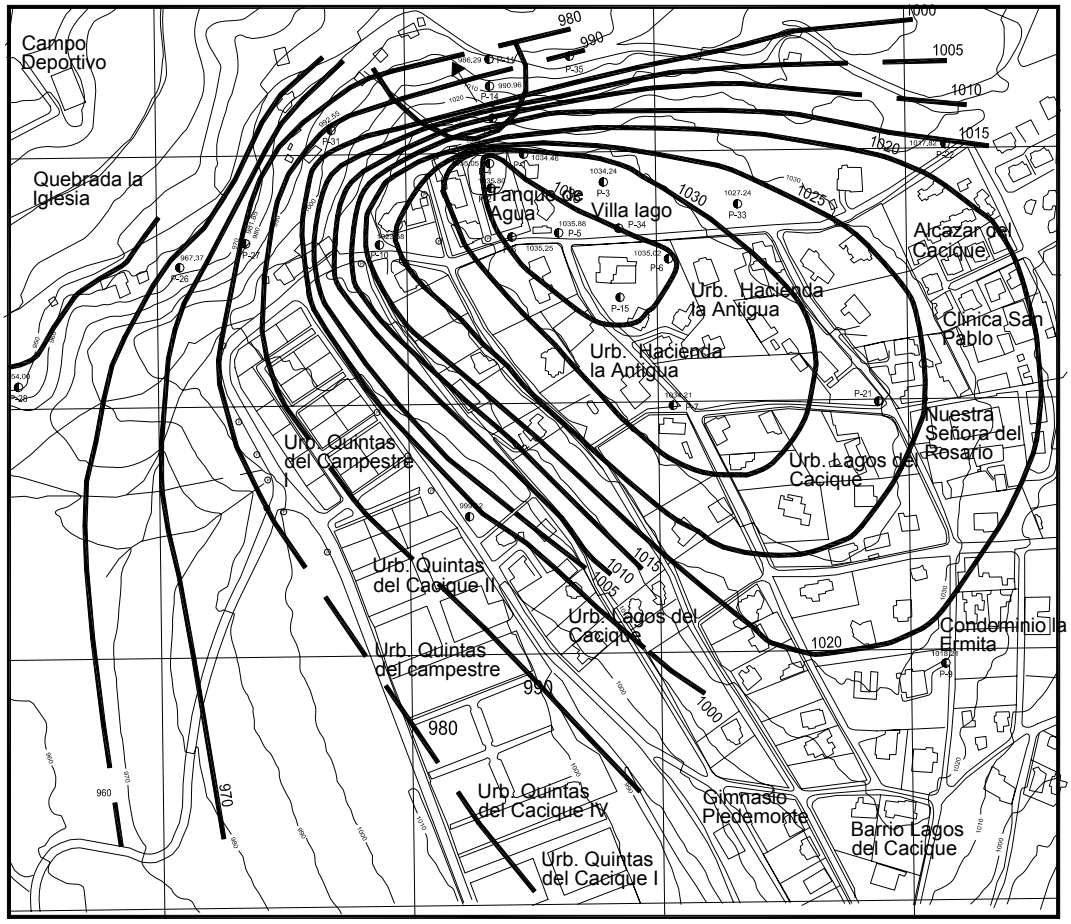


Figura 8.18 Líneas de nivel freático inducidas por la infiltración de un tanque de almacenamiento de agua que produjo el deslizamiento de la Colina en Bucaramanga, Colombia, 1996.

Existen en la literatura algunos casos similares, debido a que las cavernas que se forman en la roca o el suelo, permiten la captación de cualquier cantidad de agua que se fugue de los ductos. Las fugas son relativamente bajas en tuberías o colectores nuevos; sin embargo, el deterioro de los ductos con el tiempo, puede producir una mayor susceptibilidad a la ocurrencia de fugas.

Los pozos sépticos

Además debe mencionarse las infiltraciones de pozos sépticos o campos de infiltración. Los pozos sépticos son muy comunes en áreas donde no hay servicio de alcantarillado. El aporte de agua a los pozos sépticos ha aumentado en los últimos años, especialmente por los cambios culturales que han acelerado el uso de agua.

Las comunidades lavan la ropa y utilizan los servicios de agua con más frecuencia y eso está generando una mayor cantidad de aguas servidas que son inyectadas al suelo (Watson y Bromhead, 2000). Este problema es más común en las comunidades más desarrolladas.

Por ejemplo, en el Reino Unido el consumo de agua por persona ha aumentado en forma acelerada, como se observa en la tabla 8.3. Otro elemento importante son los canales para suministro de agua, los cuales son muy comunes en las zonas rurales. La infiltración de agua en los canales puede activar los deslizamientos.

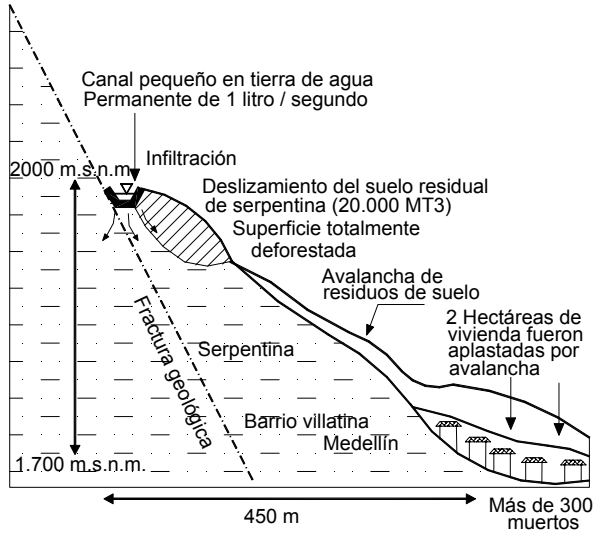


Figura 8.19 Deslizamiento en Villatina, Medellín Colombia, 1987.

En un deslizamiento de tierra en Medellín, Colombia, un pequeño canal de agua en una ladera deforestada arriba de la ciudad activó un deslizamiento que produjo la muerte de más de 300 personas. (Figura 8.19).

Irrigación, Lagos Ornamentales y otros Cuerpos de Agua

La construcción de canales de irrigación de agua, los procesos de irrigación propiamente dichas, la construcción de lagos ornamentales o depósitos superficiales de agua, constituyen puntos concentrados de infiltración, los cuales generan

Tabla 8.3 Consumo típico de agua por persona en el Reino Unido (Tebbutt 1998).

Uso	Año 1978 Lts/hab- día	Año 1992 Lts/hab-día	Año 1998 Lts/hab-día
Sanitarios	32	35	50
Bebida, cocina y lavado de platos	33	45	38
Ducha	17	25	35
Lavado de ropa	12	15	20
Riego de jardines	1	5	7
Lavado de carros	1	2	2
Total	96	127	142

variaciones considerables en el régimen de aguas subterráneas. En especial, los depósitos de agua a mitad de ladera presentan condiciones muy delicadas de concentración de corrientes de agua, aguas abajo del depósito y en ocasiones, han producido deslizamientos de tierra de gran magnitud.

Manejo Inadecuado de Aguas Lluvias y Residuales

Ruth y Moulton (1996) indican que la concentración de agua superficial o sub-superficial en un sitio con situación geológica desfavorable, es una causa primaria de inestabilidad de taludes. Las entregas puntuales sobre los taludes producen cárcavas que pueden representar una amenaza directa para las viviendas que producen el vertimiento.

La falta de sistemas de alcantarillado es el caso más grave para la formación de cárcavas de erosión, teniendo en cuenta que las calles actúan como colectores de agua y se pueden producir familias de cárcavas de gran tamaño.

Las entregas de los sistemas de aguas de alcantarillado en sitios potencialmente susceptibles geotécnicamente, pueden formar grandes cárcavas, las cuales pueden terminar en deslizamientos de tierra. La falta de sumideros para aguas lluvias o la poca capacidad de éstos. En este caso el sistema de alcantarillado no es eficiente en la recolección de las aguas lluvias y las calles actúan como sistemas alternativos con la consiguiente formación de cárcavas.

La falta de sistemas colectores de agua en las coronas de los taludes o en la superficie de las áreas urbanizadas, así como, la falta de sistemas colectores aumenta la recarga hacia los niveles freáticos y es muy importante en los sectores de alta densidad de población. Las aguas lluvias fluyen por la superficie de los taludes formando surcos y cárcavas.

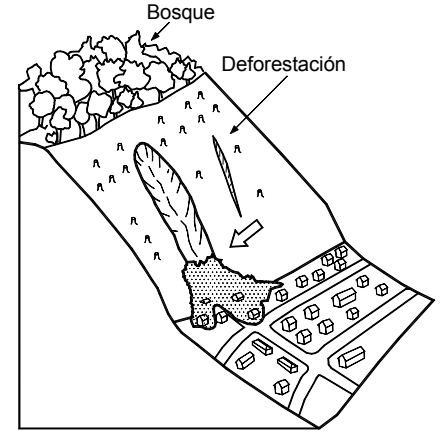
Disposición Inadecuada de Basuras y Residuos Sólidos

La disposición inadecuada de basuras sobre los taludes, permite muy fácilmente la infiltración, formando depósitos de agua subsuperficial y corrientes de agua en la interfase entre la basura y el suelo. Estos producen escurrimientos de suelo y basura y en ocasiones, deslizamientos del suelo debajo de las basuras.

Han ocurrido muchos deslizamientos de depósitos o acumulación de residuos industriales junto a núcleos urbanos (Figura 8.20). El manejo de residuos en gran escala, ocasiona acumulaciones grandes de material y aunque, generalmente, se construyen diques de contención, la acumulación de agua dentro de los depósitos de los residuos es tal, que éstos se comportan como líquidos viscosos, destruyendo a menudo los diques y produciendo flujos y avalanchas de gran magnitud.

PROCESOS DE EROSIÓN URBANA

Los cambios hidrológicos pueden producir procesos de erosión, los cuales actúan como iniciadores de deslizamientos. Los procesos de erosión obedecen a fenómenos regidos por leyes naturales y puede considerarse normal que ocurran.



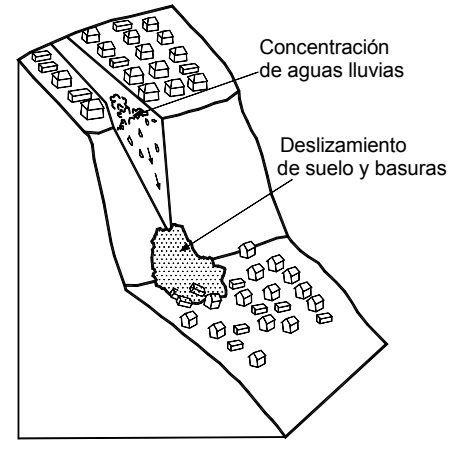


Figura 8.20 Deslizamientos urbanos relacionados con alteraciones del medio ambiente.

Sin embargo, la acción antrópica puede acelerarlos a tal punto de poner en peligro vidas humanas y construcciones (Angelieri Cunha, 1991).

El problema es de especial gravedad en las áreas urbanas con topografía montañosa y materiales de suelo susceptibles a la erosión (Figura 8.21).

Formación de Cárcavas

El manejo inadecuado de las aguas lluvias o servidas, procesos de urbanismo, etc puede generar cárcavas. El principal fenómeno es la ocurrencia de cárcavas localizadas de gran tamaño, conectadas o desconectadas al sistema de drenaje.

Las cárcavas son producidas por entregas localizadas de agua en sitios susceptibles. La concentración de aguas propicia un aumento de la energía del agua, la cual en contacto con el terreno, desencadena un proceso de erosión localizado (Figura 8.22).

Las concentraciones de agua y formación de cárcavas pueden estar relacionadas con los siguientes elementos:

- *Falta de sistemas de alcantarillado.* Es el caso más grave para la formación de cárcavas, teniendo en cuenta que las calles actúan como colectores de aguas y se pueden producir familias de cárcavas de gran tamaño.

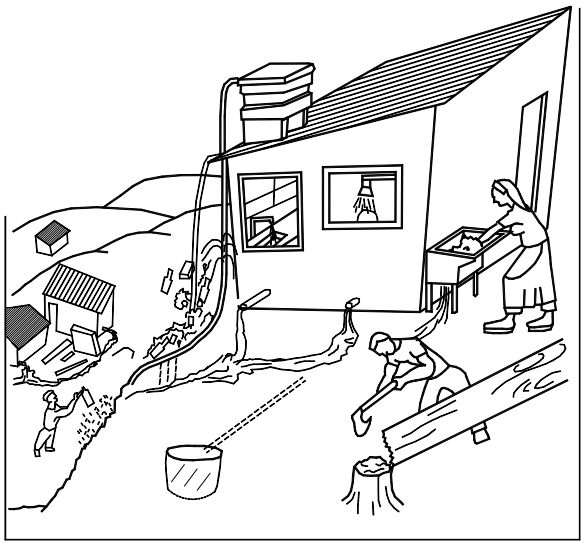


Figura 8.21 Fuentes domésticas de erosión urbana.

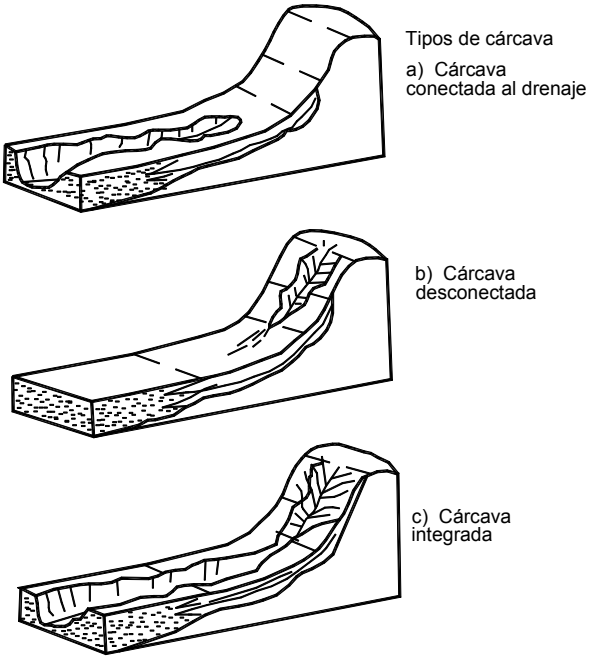


Figura 8.22 Tipos de Cárcava.

En las áreas de desarrollos desordenados, las cárcavas pueden ocurrir en medio de los asentamientos humanos. Las entregas puntuales sobre los taludes producen cárcavas que pueden representar una amenaza directa para las viviendas que producen el vertimiento.

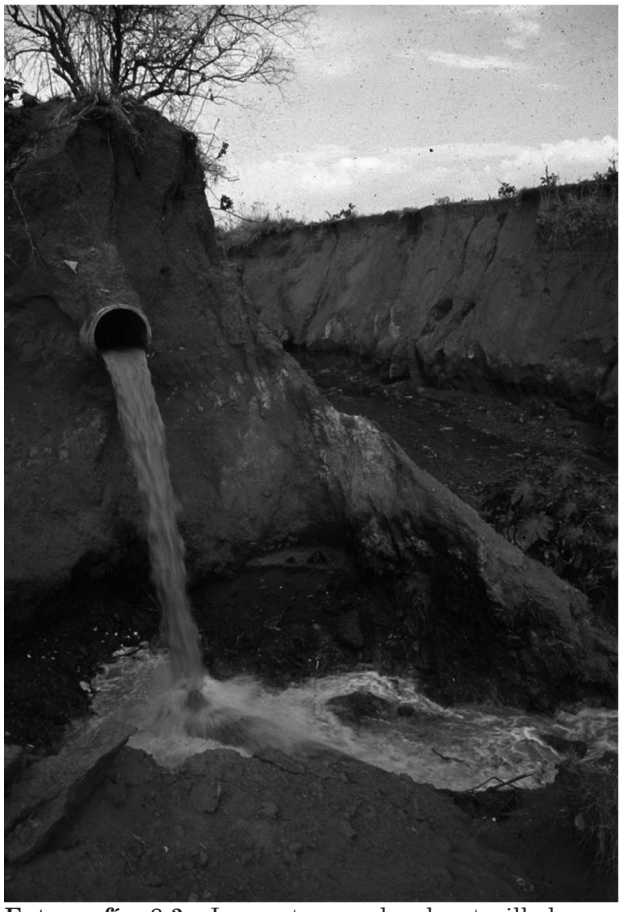
- *Entregas de los sistemas de aguas de alcantarillado en sitios potencialmente susceptibles.* Generalmente, en los diseños de sistemas de alcantarillado no se analiza la estabilidad a la erosión de los sitios de entrega y es práctica corriente, el entregar las aguas en el sitio más cercano sin ningún tipo de análisis de los problemas de erosión. La entrega de grandes corrientes de agua en sitios susceptibles a erosionarse, puede formar grandes cárcavas, las cuales pueden terminar en deslizamientos de tierra (Fotografía 8.3).

- *Falta de sumideros para aguas lluvias o poca capacidad de éstos.* En este caso, el sistema de alcantarillado no es eficiente en la recolección de las aguas lluvias y las calles actúan como sistemas alternativos con la consiguiente formación de cárcavas.

- *Falta de sistemas colectores de agua en las coronas de los taludes o en la superficie de las áreas urbanizadas* (Figura 8.23). Las aguas lluvias fluyen por la superficie de los taludes formando surcos y cárcavas.

- *Ejecución inadecuada de rellenos.* Los rellenos sin compactación o compactados inadecuadamente, permiten la saturación y el colapso de los suelos sueltos, facilitando los escurrimientos de suelo y formación de cárcavas por erosión y/o por flujo de los suelos sueltos saturados.

- *Disposición inadecuada de basuras sobre los taludes.* Las basuras permiten muy fácilmente la infiltración formando depósitos de agua subsuperficial y corrientes de agua en la interfase entre la basura y el suelo; se producen escurrimientos de suelo y basura formando cárcavas, las cuales crecen en un proceso combinado de erosión y flujos.



Fotografía 8.3 Las entregas de alcantarillado son comúnmente sitios de erosión concentrada y causa de deslizamientos de tierra.

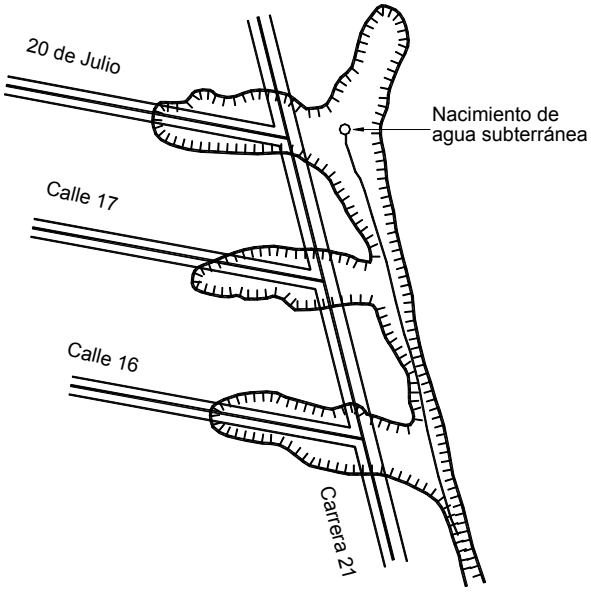


Figura 8.23 Formación de cárcavas por urbanismo inadecuado.

- *Remoción de la vegetación.* Al eliminar la protección vegetal (cualquiera que sea ésta) se deja el terreno expuesto al impacto de las gotas de lluvia, las cuales producen erosión laminar, seguida por formación de surcos, que pueden convertirse en cárcavas. La situación se agrava aún más, cuando se remueve la parte superficial del terreno o descapote, la cual funciona como una segunda capa de protección natural contra la erosión.

Profundización y Erosión Lateral en Cauces de Ríos

Los cauces de las corrientes son estables mientras no se modifique su cauce, ni se realice extracción de materiales o se cambien las condiciones hidráulicas de la corriente o las hidrológicas de la cuenca.

Los factores más importantes de desequilibrio son: la extracción de materiales del fondo del cauce, la modificación de la topografía de la corriente, la construcción de estructuras dentro del cauce, los vertimientos de aguas residuales, los cambios hidrológicos debidos al proceso de urbanización y la deforestación de la cuenca.

Los efectos relacionados con la explotación de materiales del cauce en corrientes de alta montaña, se pueden resumir de la siguiente forma:

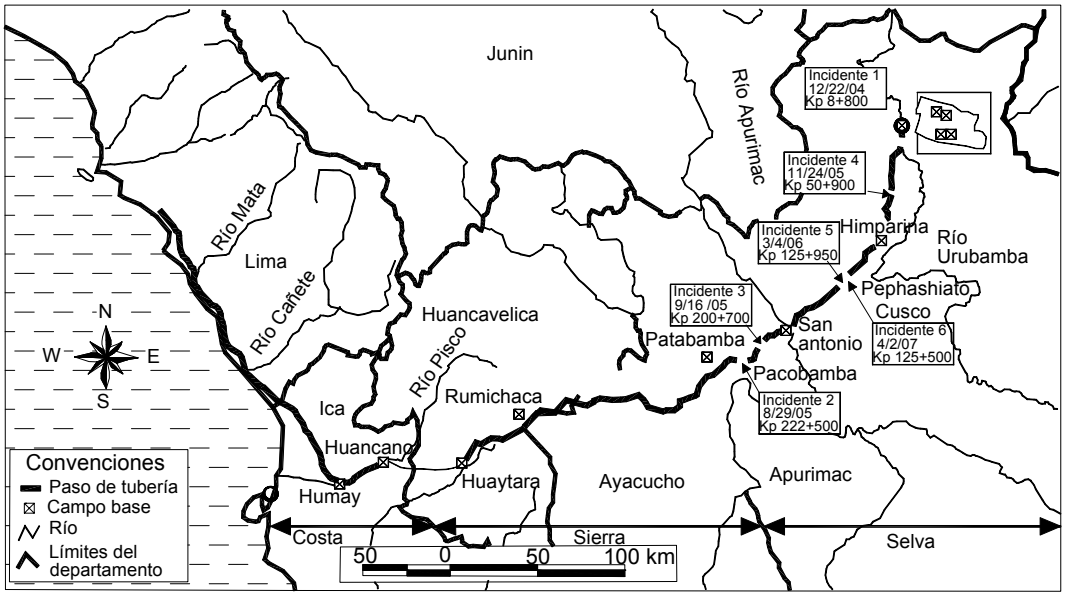


Figura 8.24 Localización de roturas en el gasoducto de Camisea en el Perú. Los deslizamientos son más frecuentes en la zona de la selva húmeda que en la sierra seca (Dibujo de Exponent Inc.).

- *Aguas abajo del sitio:* Disminuye la sedimentación, produciéndose una profundización de la sección del cauce.

- *Aguas arriba del sitio:* La pendiente promedio longitudinal del cauce se hace mayor, aumentándose las velocidades y el poder de socavación.

La profundización del cauce aumenta la altura de los taludes semiverticales, los cuales pueden producir deslizamientos.

Erosión por Afloramiento de Agua Subterránea al Profundizarse los Cauces de las Quebradas o Ríos

El agua al aflorar a la superficie de un talud o ladera, arrastra partículas de suelo o se produce el colapso por exceso de presión de poros o fuerza de la corriente interna.

Este proceso puede generar deslizamientos, los cuales con frecuencia, progresan ladera arriba sobre una superficie base de falla. El principal fenómeno es la ocurrencia de cárcavas localizadas, de gran tamaño, conectadas o desconectadas al sistema de drenaje, las cuales son producidas generalmente, por entregas localizadas de agua en sitios susceptibles.

La concentración de aguas propicia un aumento de la energía del agua, la cual en contacto con el terreno, desencadena un proceso de erosión localizado. Con frecuencia, los procesos de erosión antrópica tienen su origen en la excavación de materiales de suelo por debajo de los niveles freáticos, destapando las corrientes subterráneas de agua y generando afloramientos.

Cuando el agua subterránea aflora a la superficie del terreno, puede producir el desprendimiento de las partículas de suelo generando cárcavas. Cuando en el avance de una cárcava de erosión subsuperficial se captura un contacto en el cual existe afloramiento de agua subterránea, este contacto trata de ampliarse en un proceso de deslizamientos laterales progresivos.

DESLIZAMIENTOS EN CARRETERAS

Las investigaciones de campo en todas las partes del mundo, muestran que los deslizamientos son más comunes a lo largo de las carreteras que en áreas alejadas de éstas. Igualmente, en las zonas tropicales se presenta una gran cantidad de deslizamientos en áreas cercanas a las vías pero íntimamente relacionados con la presencia o construcción de éstas.

Larsen y Parks (1997) indican que los deslizamientos son 5 a 8 veces más frecuentes en las zonas cercanas a las vías que en zonas alejadas. Las carreteras afectan la estabilidad de los taludes mediante procesos de corte y relleno, deforestación y concentración de aguas de escorrentía.

Los deslizamientos ocurren a lo largo de las carreteras, frecuentemente en forma inmediata después de su construcción, y dependiendo de las características geológicas de los materiales y de la morfología de los cortes y rellenos, pueden persistir durante muchos años.

Los deslizamientos son frecuentes en los primeros años después de la construcción y a partir de ese momento ocurren deslizamientos esporádicos en temporadas de lluvias.

Entre más intensas las lluvias, mayor la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos. A mayor periodo de retorno de una tormenta, los deslizamientos son de mayor magnitud. Los deslizamientos son muy comunes tanto en cortes como en rellenos. La construcción de carreteras disminuye la estabilidad de los taludes de las siguientes formas:

- Corte del pie de las laderas removiendo el soporte y facilitando el desplazamiento de los materiales de la parte alta de la ladera.
- Sobrecarga de los taludes con material de relleno.
- Aumento de las pendientes utilizando tanto cortes como rellenos.
- Concentración de aguas del drenaje de la vía en sitios inestables debajo de la carretera.
- Interceptación de niveles freáticos en los cortes, generando procesos de erosión.
- Bloqueo de los afloramientos de agua mediante rellenos.
- Colocación de materiales sueltos a media ladera.
- Redireccionamiento del drenaje y concentración en determinados sitios.

Los Rellenos a Media Ladera

Uno de los casos más comunes de deslizamientos en carreteras, son los deslizamientos a media ladera construidos para la conformación de la banca de la vía. Las causas de los deslizamientos están comúnmente relacionadas con los siguientes factores:

- *Falta de cimentación adecuada para los terraplenes.* En ocasiones, se colocan directamente sobre la media ladera sin construir terrazas subhorizontales para la colocación de los rellenos.
- *Bloqueo de los niveles freáticos o los afloramientos de agua.* Es muy común que al colocar un terraplén a media ladera, se esté taponando la posible salida de agua subterránea en el momento de una lluvia intensa.

  En todo relleno se debe colocar un sistema de subdrenaje para el manejo del agua en la cimentación en el terraplén.
- *Compactación inadecuada.* Los rellenos sueltos a media ladera, son muy susceptibles a los deslizamientos.

Estabilidad de los Terraplenes en Cruces de Corrientes

Los rellenos o terraplenes para el paso de cañadas permanentes o intermitentes, son muy susceptibles a los deslizamientos especialmente, por la presencia de la corriente de agua.

Si las alcantarillas o puentes no son suficientes para el paso de las crecientes, se puede presentar represamiento y éste puede saturar los terraplenes, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

Las cañadas de montaña transportan gran cantidad de sedimentos y troncos de árboles. Los “box coulverts” o alcantarillas pueden no ser capaces de permitir el paso fácil de estos materiales y es muy común que se sedimenten.

Esta situación puede conducir a la falla del relleno, el cual se convierte en una presa. Después de fallar el terraplén, se pueden presentar flujos de residuos cañada abajo (Collins, 2008).

a) Desplazamiento Lateral

b) Levantamiento

c) Compresión

d) Impacto

e) Flexión

f) Rotura

Fotografía 8.4 Efectos de los deslizamientos sobre oleoductos y gasoductos.

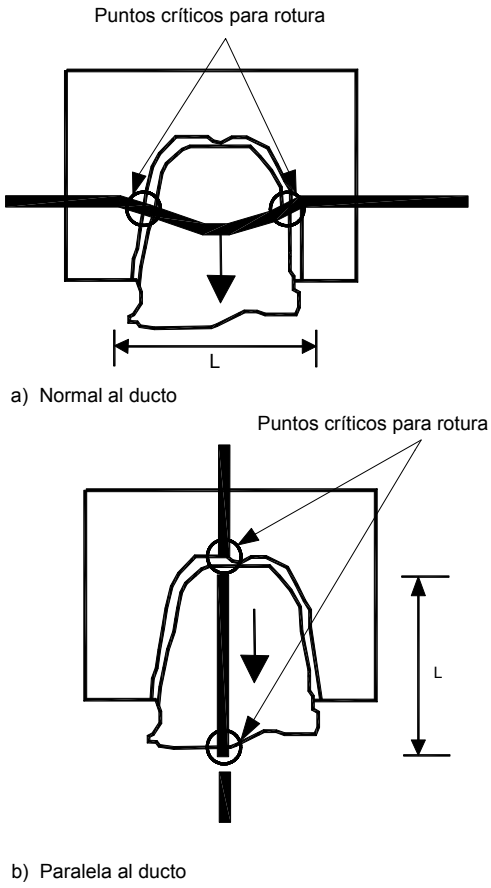


Figura 8.25 Tipo de movimiento y efecto sobre el ducto.

DESLIZAMIENTOS EN OLEODUCTOS Y GASODUCTOS

Los deslizamientos en el derecho de vía (DDV) de oleoductos y gasoductos están relacionados con la presencia de formaciones y depósitos susceptibles a deslizamiento y la ocurrencia de lluvias que activan los movimientos.

Por ejemplo, en el gasoducto de Camisea en Perú, los deslizamientos son más comunes en la vertiente de la selva donde las lluvias son más intensas (Figura 8.24).

Se debe distinguir entre los movimientos longitudinales al DDV o normales a éste, puesto que los esfuerzos sobre el ducto son diferentes (Figura 8.25).

Movimientos Transversales al Ducto

No todos los deslizamientos necesariamente causan daño a los oleoductos. El potencial de daño está controlado por la magnitud de las cargas laterales y las descargas de esfuerzos impuestos por el movimiento (Figura 8.26).

Ésta es una función de la intensidad (volumen de la masa y velocidad) y la duración del evento. La falla puede ocurrir de dos formas:

- ***Aumento de cargas laterales.*** El aumento de cargas ocurre como un resultado del movimiento diferencial, horizontal o vertical de la masa de deslizamiento.

- ***Descargue.*** La falla del ducto puede ocurrir como resultado de la remoción de soporte a lo largo de una longitud significativa de oleoducto después de un deslizamiento. Al quedar el ducto sin soporte se generan esfuerzos debidos al peso propio y a las presiones internas.

Cuando un ducto es sometido a esfuerzos laterales tiende a alargarse y a doblarse en un intento por acomodarse a los movimientos (Figura 8.27). El modo de falla del ducto depende de la cantidad relativa de tensión axial (alargamiento) y los esfuerzos de flexión. Por ejemplo, si los esfuerzos de tensión son bajos, el ducto puede doblarse en forma excesiva debido a los esfuerzos de flexión.

De otra forma, si las tensiones axiales no son pequeñas, el ducto puede romperse a tensión debido al efecto combinado de los esfuerzos de tensión y flexión. La respuesta del ducto a los movimientos transversales generalmente es una función de los siguientes factores:

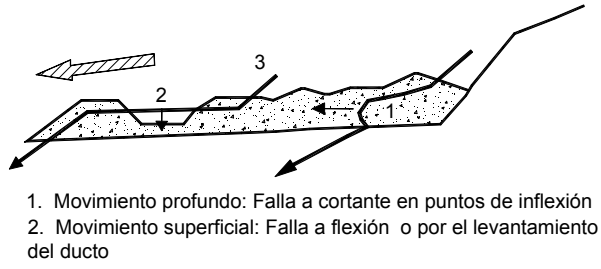


Figura 8.26 Efecto de los movimientos transversales al ducto (Modificado de Lee, 2006).

- Cantidad de desplazamientos (d).
- Ancho de la zona de movimiento (W).
- Patrón de los movimientos del terreno.
- Volumen de la masa deslizada.

Movimientos Longitudinales al Ducto

Es muy común la rotura de oleoductos o gasoductos cuando los movimientos son longitudinales a la dirección del ducto (Figura 8.28).

Cuando ocurre un deslizamiento con movimiento semiparalelo al ducto, se pueden presentar efectos de tensión, compresión y flexión sobre la tubería, los cuales dependen de los siguientes factores:

- Longitud del deslizamiento a lo largo del ducto (L).
- Pendiente y curvatura del terreno.
- Forma y características del movimiento. Si el movimiento es de traslación o de rotación.

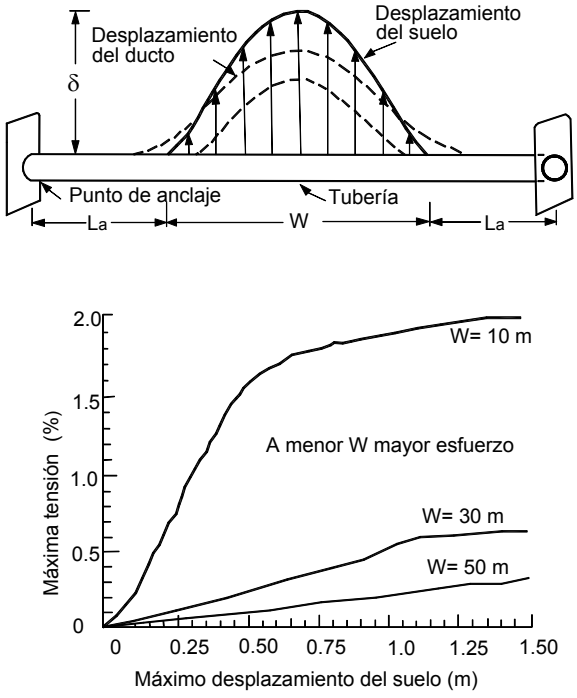


Figura 8.27 Deformaciones asumidas para el movimiento transversal de un oleoducto en un deslizamiento (Liu y O Rourke, 1997).

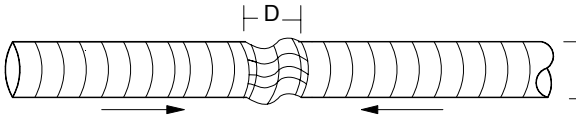


Figura 8.28 Falla de un ducto para el caso de movimiento paralelo al DDV.

- Cambios en la dirección tanto en la horizontal como en la vertical del oleoducto.
- Volumen de la masa deslizada.

En los deslizamientos de traslación se genera una zona de tensión en la parte superior y una zona de compresión en la parte inferior. La tensión genera a su vez, deformaciones de alargamiento del ducto y la compresión genera deformaciones de arrugamiento de la tubería. (Figura 8.28)

Entre mayor sea la longitud del tramo afectado, existe un mayor riesgo de que el ducto falle a compresión por exceso de deformaciones. Igualmente, si la zona de compresión coincide con un cambio en el alineamiento del ducto, se aumenta la concentración de esfuerzos y deformaciones a compresión y pueden presentarse además, esfuerzos a flexión. (Fotografía 8.4.c)

En la mayoría de los casos, las fallas ocurren por desgarramiento del ducto a compresión y a flexión, generadas por esta compresión. La tendencia en la zona de compresión es al levantamiento del ducto. Si el confinamiento del suelo permite el levantamiento del ducto, la falla ocurre a flexión. Si el confinamiento no permite el levantamiento, la falla ocurre a compresión o aplastamiento.

Elementos Importantes en la Rotura de Oleoductos en Deslizamientos

- Los deslizamientos son más comunes en zonas de alta precipitación. Por ejemplo, son más comunes en el sector de la selva donde las precipitaciones son mayores.
- Los movimientos de extensión (movimientos paralelos al ducto), producen roturas más fácilmente que los movimientos transversales al ducto.

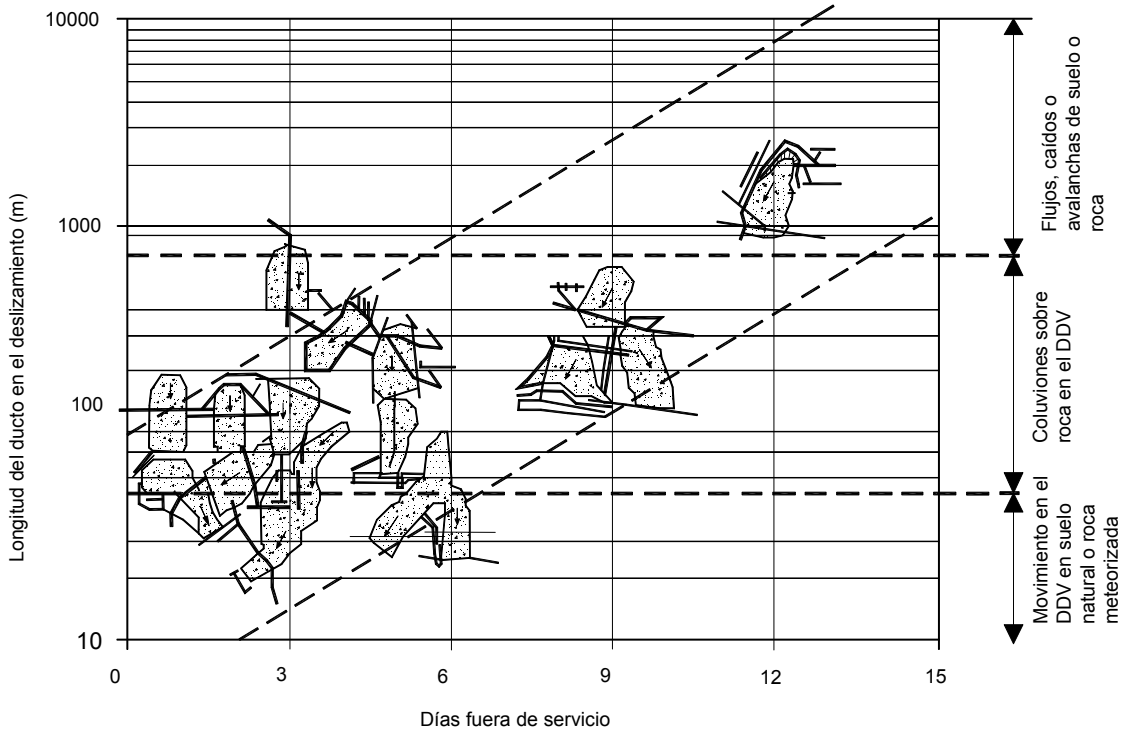


Figura 8.29 Longitud del tramo afectado por el deslizamiento y días de ducto fuera de servicio en Colombia (Información de BP presentada por Lee, 2006).

- Entre más largo sea el tramo afectado, el riesgo es mayor, puesto que es mayor el tiempo que el ducto permanece fuera de servicio (Figura 8.29).

- Las roturas por movimiento longitudinal producen derrames mayores y mayor cantidad de días de ducto fuera de servicio.

- A mayor diámetro del ducto, hay mayor vulnerabilidad a la rotura.

- La rotura se produce por aumento progresivo de la deformación relacionada con los movimientos del terreno.

- Los ciclos de cambio de presión hidrostática interna del fluido pueden inducir o acelerar la rotura cuando el ducto se encuentra sometido a esfuerzos por acción de los deslizamientos.

- Son más frecuentes las roturas a compresión que las roturas a tensión. Los ductos son más vulnerables a esfuerzos de compresión.

Cruce de Corrientes de Agua

En los cruces de corrientes de agua, el riesgo de rotura del ducto puede ser alto debido a los siguientes factores:

- El golpeo por bloques de roca en los cruces de corrientes, es un factor que puede romper el ducto.

- En la erosión y la socavación se expone el ducto al golpeo de la corriente y al mismo tiempo, genera esfuerzos debidos a la eliminación del confinamiento de la tubería.

- Los cruces de corrientes comúnmente coinciden con cambios en el alineamiento vertical del ducto. Esto facilita la concentración de esfuerzos a compresión sobre el ducto en el sitio del cruce (por movimientos laterales del terreno) en las laderas de la corriente.

  Al producirse socavación, generalmente se producen movimientos de los taludes hacia la corriente.

Contaminación del Suelo con Aceite

Al romperse un oleoducto, el suelo se contamina y se produce una disminución de la resistencia, permeabilidad, densidad y contenido de agua óptima (Khamehchiyan y otros, 2007). Este efecto puede activar o acelerar deslizamientos (Figura 8.30). Evgin y Das (1992) encontraron que al saturarse el suelo con aceite, se reduce en forma significativa el ángulo de fricción.

Efecto en arcillas

Al mezclarse el aceite con el suelo, éste rodea las partículas y por lo tanto, la reacción del agua con las partículas se reduce. Como resultado, el espesor de la doble capa se disminuye y se disminuyen los límites de Atterberg al aumentar el contenido de aceite.

Los factores físico-químicos, debidos a los valores bajos de la constante dieléctrica, hacen que la arcilla se comporte más como un suelo granular que como un suelo arcilloso en presencia de la contaminación. Entonces, ocurre una reducción extrema en la cohesión C como una respuesta al alto contenido de aceite.

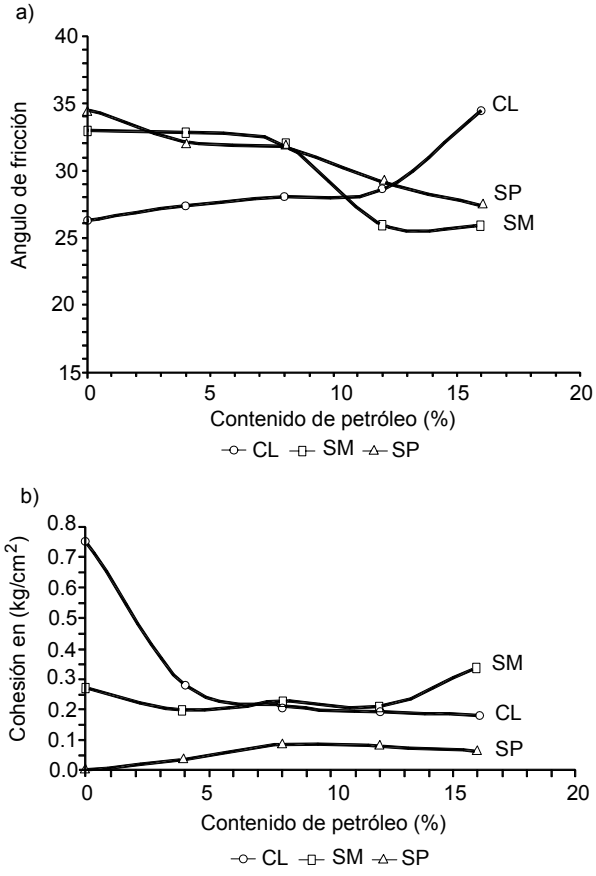


Figura 8.30 Efecto de la contaminación con aceite de petróleo sobre la resistencia al cortante de los suelos. (CL) Arcilla poco plástica. (SM) Arena limosa. (SP) Arena mal gradada (Khamehchiyan y otros, 2007).

Efecto en arenas

En las arenas ocurre un efecto de lubricación entre las partículas, causado por la naturaleza viscosa del aceite. Los ensayos de corte directo (Ghaly, 2001) muestran una reducción importante en el ángulo de fricción ϕ con el aumento del contenido de aceite. La resistencia al cortante de los suelos granulares disminuye con un aumento en la viscosidad del fluido (Ratnaweera y Meegoda, 2006).

ESTABILIDAD DE LOS RELLENOS DE RESIDUOS

Las consideraciones de estabilidad de los rellenos de residuos o botaderos, deben abarcar todas las fases de su desarrollo incluyendo la preparación de la cimentación, la colocación de los rellenos y su clausura. Los rellenos de residuos requieren manejos similares a los que se indican para terraplenes, en el presente texto. Adicionalmente, se debe tener mucho cuidado en el manejo de las capas y el proceso de colocación, para evitar que se generen superficies de falla preestablecidas durante la construcción del relleno.

Para el análisis de estabilidad de los taludes de rellenos de residuos, se utilizan los mismos métodos que se explican en este libro. Sin embargo, es importante tener en cuenta que los modos de falla pueden variar con relación a los taludes convencionales. Pueden ocurrir deslizamientos de las excavaciones realizadas previamente a la colocación de los rellenos y se debe garantizar la estabilidad de estas excavaciones. (Figura 8.31).

Es muy importante que se construyan sistemas de sub-drenaje en la cimentación de los rellenos y en los taludes de las excavaciones, con el objeto de controlar las aguas que se infiltran dentro del relleno y que se acumulan sobre la cimentación o excavación. Igualmente, se requiere la construcción de coberturas de protección para la erosión y el manejo de aguas de escorrentía. La resistencia al cortante de los residuos depende de la mineralogía de los productos, su origen y características granulométricas y de colocación. Los ángulos de fricción pueden variar de 10 a 40 grados y la cohesión de 0 a 40 KPa (Oweis y Khera, 1990).

DESLIZAMIENTOS EN BOTADEROS Y RELLENOS SANITARIOS

Las propiedades ingenieriles de un relleno sanitario o de un botadero de basuras son muy variables e impredecibles. Los rellenos pueden contener gran variedad de materiales incluyendo materia orgánica, comida en descomposición, plásticos, vidrio, papel, madera, metal, textiles, elementos de varios tamaños, químicos, etc.

Aunque se pueden utilizar los equipos convencionales de geotecnia para la toma de muestras y ensayo de los materiales, tales como el piezocono o los ensayos SPT, el análisis del comportamiento del relleno es muy complejo y se requiere realizar una serie de suposiciones sobre la resistencia de estos materiales especiales, presiones internas de agua y de gases, compresibilidad, características de la porosidad, conductividad hidráulica, entre otras.

Composición de las Basuras

Las basuras son diferentes en cada país o región, de acuerdo con las costumbres y la forma de vida de las diversas comunidades. En los países desarrollados las basuras primordialmente son residuos de productos manufacturados, mientras en los países con niveles menores de desarrollo, predominan los residuos orgánicos.

Tabla 8.4 Composición promedio de las basuras (Modificado de Espinosa y González, 2001).

Componente del Relleno	Promedio (%)	
	Bogotá (Colombia)	U.S.A.
Material orgánico	56.6	27.5
Papel	16.6	40.0
Madera	2.3	2.0
Tela	3.3	2.0
Cuero	1.0	0.5
Caucho	0.6	0.5
Plástico	14.0	7.0
Metales	1.9	9.5
Mineral	0.8	3.0
Vidrio	3.1	8.0
Humedad	67.1	27.0

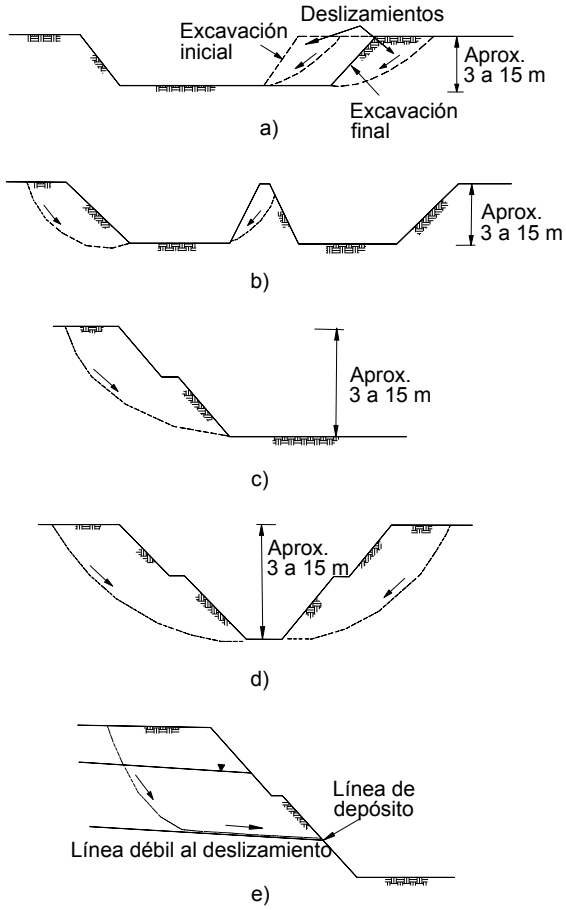


Figura 8.31 Superficie potencial de falla en excavaciones para rellenos de residuos (Sharma y Lewis, 1994).

Espinosa y González (2001) presentan una comparación entre la composición de las basuras en Bogotá (Colombia) y en U.S.A. (Tabla 8.4). Como se puede observar, en U.S.A. predominan los residuos de papel (40%), mientras en Colombia, predomina la materia orgánica (56.5%). Del mismo modo, el contenido de plásticos es el doble en Colombia.

Debido a la presencia de mayores volúmenes de materiales orgánicos, la producción de gases y lixiviados es mayor en los países menos desarrollados y este factor tiene gran influencia en la estabilidad geotécnica.

Los gases Lixiviados y Presiones de Poros

Los sólidos de las basuras son, en un alto porcentaje, biodegradables (Espinosa y González, 2001), lo cual hace que en especial en el ambiente confinado de un relleno de basuras, estos sólidos biodegradables se descompongan por acción bacterial dando lugar a gases y lixiviados.

Tabla 8.5 Pesos unitarios de las basuras.

Referencia	Peso unitario (kg/m³)	Características
U. S. Department of the Navy (1983)	320	Inicial, relleno pobremente compactado.
	641	Inicial, con buena compactación.
	961	Inicial, compactación excelente.
	881	Relleno picado.
NSWMA (1985)	705 a 769	Relleno inicial.
	1009 a 1121	Después de la degradación y asentamiento.
Espinosa y González (2001)	1.023 a 1.180	Bogotá, Colombia Relleno después de varios años.

La humedad presente en porcentajes muy altos en las basuras orgánicas, inicialmente no se encuentra en estado libre, sino que se va liberando por compresión a medida que progresa la colocación del relleno y posteriormente, por la descomposición de los componentes biodegradables. En contraste con los suelos, en las basuras la descomposición bioquímica transforma gran parte de los sólidos en líquidos y gases (González y Espinosa 2001). La producción de gases es mayor en las partes inferiores y asciende permanentemente por convección por entre los líquidos dentro de los poros del relleno. De esta forma, no es clara la distinción entre la fase líquida y la fase gaseosa, sino que en el ascenso del gas, se crea un fluido que es una mezcla de lixiviado y gas al cual González y Espinosa (2001) le dan el nombre de "lixigás", el cual tiene menor densidad que el lixiviado.

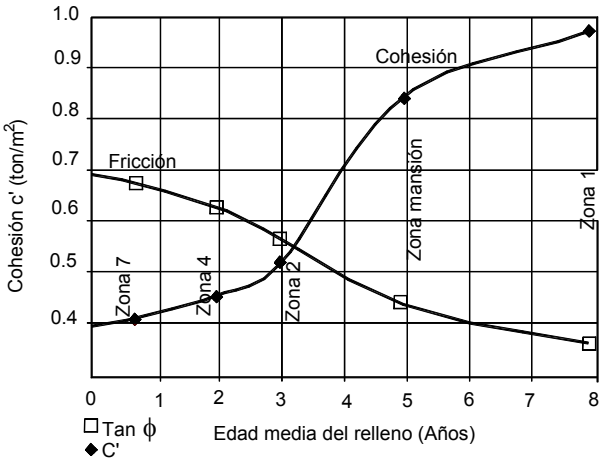


Figura 8.32 Evolución de la resistencia al cortante del relleno sanitario de doña Juana en Bogotá, Colombia (González y Espinosa, 2001).

El flujo de gas se produce en pulsaciones, lo cual dificulta la medición de presiones de poros en los rellenos sanitarios, debido a que varían tanto en el espacio como en el tiempo de acuerdo con la composición y el estado de descomposición de las basuras.

Las presiones de poros en los rellenos sanitarios de los países no desarrollados, generalmente son altas por la presencia de material orgánico y de las lluvias. La medición de las presiones de poros es compleja por la presencia de "lixigás", producto de la descomposición de las basuras; y la distribución de la presión de poros con la profundidad, es compleja.

Si se realizan procesos de recirculación de los lixiviados, se aumenta la presión de poros por el aumento de líquidos y por el aumento de los procesos de descomposición. Por esta razón, se aumenta la amenaza de deslizamientos por acción de la recirculación.

Propiedades Geotécnicas de las Basuras

- ***Peso unitario***
  El peso unitario de las basuras varía de ciudad en ciudad de acuerdo con las características de la basura que se produce. El peso unitario inicial depende además, de la calidad de la compactación. Del mismo modo, el peso unitario cambia en el proceso de descomposición. En la tabla 8.5 se muestran valores típicos de pesos unitarios.

- ***Humedad***
  La humedad aumenta con el tiempo y depende tanto del sistema de lluvias como del contenido de materia orgánica que traen las basuras. La humedad es superior al aumentar el contenido de materiales de origen orgánico. Si el contenido de materiales orgánicos es muy alto, las humedades pueden alcanzar valores hasta del 90%.

  De igual manera, la pluviosidad y el clima en general son factores determinantes de la humedad. La humedad en un relleno de un país con bajo nivel de desarrollo, es muy superior a la humedad de un relleno sanitario en un país desarrollado donde los contenidos de materia orgánica son menores.

- ***Resistencia al cortante***
  Aunque las basuras son un material muy heterogéneo y de comportamiento complejo, se acostumbra utilizar los criterios de Mohr-Coulomb asimilándolos a un suelo (Tabla 8.6). Los valores de ángulo de fricción (ϕ') y cohesión (c') dependen principalmente de la composición de las basuras. La resistencia del relleno sanitario decrece con el tiempo, incrementándose c' y decreciendo ϕ' (González y Espinosa, 2001) (Figura 8.32).

- ***Permeabilidad***
  La permeabilidad está sujeta a variaciones importantes. Al densificarse la basura, se reduce la permeabilidad. Al descomponerse la basura, aparecen más vacios y al aumentar la porosidad debe aumentar la permeabilidad. Al haber mayor producción de gas, la permeabilidad baja (Espinosa y González, 2001). La permeabilidad al agua es superior a la permeabilidad al lixiviado.

Tabla 8.6 Valores de parámetros de resistencia al cortante de las basuras.

Rellenos	ϕ' (grados)	c' (kPa)	Referencia
Estados Unidos	33	24	Kavazanjian y Matasovic (1995)
Colombia	23.8	49	Espinosa y González, (2001)

Para el caso de Bogotá, Espinosa y González (2001) reportan permeabilidades al agua variables de 2×10^{-4} a 5×10^{-2} cm/seg. Estos valores indican que la permeabilidad es media a alta.

Estabilidad de los Rellenos de Basuras

Las superficies de falla potenciales en un relleno de basuras, puede ocurrir de tres formas (Figura 8.33):

- A través de la basura solamente.
- A lo largo de las líneas de impermeabilización o líneas de capas.
- Superficie compuesta de basura y líneas de impermeabilización.

Factores que afectan la estabilidad

La estabilidad de los rellenos de basuras es afectada por los siguientes factores (González y Espinosa, 2001):

- Biodegrabilidad de la basura.
- Liberación de agua interna de las basuras.
- Generación de gas.
- Deficiencias del sistema de drenaje o sub-drenaje.
- Recirculación de los lixiviados.
- Falta de compactación.
- Conformación inadecuada de la cimentación
- Conformación inadecuada de la superficie exterior.

Fotografía 8.5 Agrietamiento en el relleno sanitario de Doña Juana en Bogotá.

- Materia orgánica presente en las basuras.
- Deficiencias en el sistema de extracción de gases.

Procesos de Falla en los Rellenos de Basuras

González y Espinosa (2001) describen la falla del relleno sanitario de Bogotá en la siguiente forma:

- ***Dinámica interna de degradación***. El relleno nunca es químicamente estable y la materia orgánica se descompone produciendo gases, los cuales son atrapados por la estructura interna de la basura.
- ***Acción gravitacional sobre el relleno***. El relleno sufre consolidación y colapso interno con su propio peso. En el proceso de colapso se producen grietas.
- ***Saturación local***. La humedad alta de las basuras genera núcleos o bolsas de saturación completa.
- ***Explosión de los gases.*** El gas se presuriza y calienta en el interior del relleno y sufre pequeñas explosiones formándose el "lixigás".
- ***Agrietamiento progresivo***. Las grietas crecen rápidamente y los rellenos se mueven.
- ***Deformación***. La grieta superior crece y la base del relleno se levanta.
- ***Iniciación del deslizamiento***. La presión de poros aumenta, se oyen explosiones y el deslizamiento se inicia en un proceso de licuación por degradación.
- ***Proceso de deslizamiento.*** El relleno se comporta como una masa de líquido viscoso.
- ***Efecto retrogresivo.*** Una vez desconfinado, el deslizamiento empieza a crecer progresivamente hacia arriba.

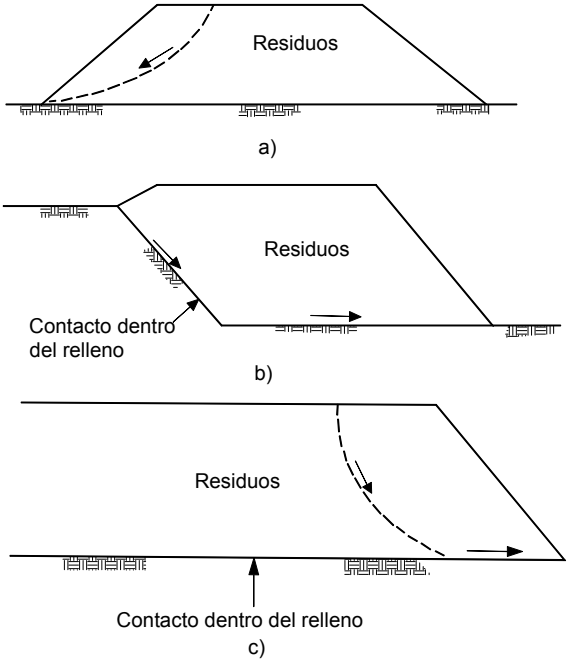


Figura 8.33 Superficies potenciales de falla en un relleno de basuras (Sharma y Lewis, 1994).

REFERENCIAS CAPITULO 8

Al-Homoud, A.S, Saket b, S.K, Husein, A. I. (1994). "Investigation of failure of highway embankment founded on Colluvium and suggested stabilization measures for reconstruction". A.S. Al-Homoud et al./Engineering Geology 38 (1994) 95-116

Amaral C., Vargas E. , Krauter E. (1996) "Analysis of Río de Janeiro landslide Inventory data". Seventh international symposium on landslides Trondheim Norway. pp 1843-1846.

Angelieri Cunha M. (1991). "Ocupacao de encostas". Manual del Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Estado de Sao Paulo, Brasil. 216 p.

Bauer M. (1996). "Human interferences with metastable slopes of the Stubnerkogel near Badgastein (Austria) and their consecuences for slope stability". Seventh International Symposium on Landslides Trondheim Norway. pp. 443-446.

Blight, G.E. (1969) "Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div." Foundation failures of four rockfill slopes. ASCE 95 (SM3): pp.743-767

Blight. G.E., Brackley, I.J. Van Heerden, A. (1970). "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehen – an examination of the mechanics of stiff fissured clays". The civil Engineer in South Africa, June: 129-140.

Collins, T. K, (2008). "Debris flows caused by failure of fill slopes: early detection, warning, and loss prevention". Landslides (2008) 5: pp.107–120.

Dames Moore International (1993. "Geotechnical studies, Amman-Jerash-Irbid highway". Submitted to Ministry of Public Works and Housing, Amman, Jordan.

Espinosa A., González A.J. (2001). "Falla del Relleno Sanitario Doña Juana. Bogotá, Colombia. Las Basuras acumuladas como material geotécnico". III Simposio Panamericano de Deslizamientos, Cartagena, Colombia. Pp.405-416.

Evgin, E., Das, B.M., (1992). "Mechanical behavior of an oil contaminated sand". In: Usmen, Acar (Eds.), Environ. Geotechnology Proc., Mediterranean Conference. Balkema Publishers, Rotterdam, The Netherlands, pp. 101–108

Geake, A.K., Foster, S.S.D., Nakamatsu, N., Valenzuela C.F., Valverde M.L. (1986). "Groundwater recharge and pollution mechanisms in urban aquifers of arid regions". BGS Hydrogeology Research Report 86/11.

Ghaly A.M., (2001). "Strength remediation of oil contaminated Sands". The Seventeenth International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia.

Griffiths, J.S., Hutchinson, J.N., Brunsden, D., Petley, D.J., Fookes, P.G. (2004). "The reactivation of a landslide during the construction of the Ok Ma tailings dam", Papua New Guinea. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 37, 173–186

Hunter, G, Fell, R. (2003). "Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes". Can. Geotech. J. 40: pp. 1123–1141.

Kavazanjian E., Jr., Matasovic, N. (1995). "Seismic analysis of solid waste landfills, Geoenvironment 2000, Geotechnical Special Publication 46, ASCE, Reston, VA. Pp. 1066-1080.

Khamehchiyan M., Charkhabi, A.H., Tajik, M. (2007). "Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils". Engineering Geology 89 . pp 220–229

Larsen, M.C., Parks, J.E., (1997). "How wide is a road?". The association of roads and mass-wasting in a forested montane environment. Earth Surf. Process. Landforms 22, 835–848.

Lawrence A.R., Cheney C., (1996). "Urban Groundwater". Urban Geoscience, Balkema, Rotterdam, pp.61-80.

Lawrence, A.R., Morris, B.L., Foster, .S.D. (1994). "Groudwater recharge-changes imposed by rapid ubanisation". Presented at AGID-GSHG-GSEG Meeting, Geoscience and the Urban Environment. In: Geohazards and Engineering Geology. Engineering Geology Special Publication, Geological Society, in press.

Lee M. (2006). "How does climate change affect the assessment of landslide risk". Inter-Governmental Panel on Climate Change.

Liu, X., O"Rourke, J. (1997). "Behavior of Continuous pipeline subject to transverse PGD". Engineering and Structural Dynamics, Vol 26, 989 Ð1003.

Longworth T.I. (1992). "Investigation, monitoring and emergency remedial works at the La Butte landslide, Mauritius". Sixth international symposium on Landslides Christchurch . pp1593-1602.

Méndez E. (1989). "Deslizamientos por excavaciones al pié de ladera, Experiencias históricas de un área urbana de los Andes Venezolanos". I Simposio Suramericano de deslizamientos. Paipa, Colombia. Pp 362-381.

Morris, B.L., Lawrence, A.R., Stuart, M.E. (1994). "The impact of urbanization on groundwater quality (Project summary report)". BGS Technical Report WC/94/56.

National Solid Waste Management Association (NSWMA) (1985). "Basic Data: Solid Waste Amounts, Composition and Management Systems", Technical Bulletin 85-6, p.8.

Oweis I.S. y Khera, R.P. (1990). "Geotechnology of Waste Management". Sevenoaks, Kent, England: Butterworth and Company (Publishers) Ltd., 273 pp.

Price M., Reed. D.W. (1989). "The influence of mains leakage and urban drainage on groundwateer levels beneatha conurbations in the UK". Proc. Instn. Civil Engrs., Part I, Vol 86, pp. 31-39.

Ratnaweera, P., Meegoda, J.N., (2006). "Shear strength and stress–strain behavior of contaminated soils". ASTM Geotechnical Testing Journal 29 (2), 133–140

Ruth B.E., Moulton L.K. (1996). "Colluvial Landslides in Weathered sedimentary rock terrain". Seventh International Symposium on Landslides Trondheim Norway. Pp 861-866.

Schuster R.L. (1996). "Socioeconomic significance of landslides". In: Turner AK, Landslides: investigation and mitigation, National Academy of Sciences, Washington, DC, Transportation Research Board Special Report 247, pp 12–35

Schwab J.C., Gori, PL, Jeer S. (2005). "Landslide hazards and planning". American Planning Association Planning Advisory Service Report No. 533/534:208

Sharma, H.D., Lewis S. P. (1994). "Waste Containment Systems", Waste Stabilization, and Landfills-Design and Evaluation. New York: Wiley.

Sowers, G.F. (1988). "Foundation problems in residual soils." Proceedings, Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China.pp. 154- 171.

Tebbutt, T.H.Y., (1998). "Principles of Water Quality Control". 5th Edition, Butterworth Heinemann, Oxford, pp. 107-16.

U.S. Department of the Navy (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construction", Design Manual 7.3, NAVFAC DM 7.3M, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Va., p. 7.3 – 7.9.

Watson P. D. J., Bromhead E. N. (2000). "The effects of Water Disposal on slope stability". 8th International Symposium on Landslides, Cardiff. pp 1557-1562.

Wong, H.N., Ho,K.K.S. (1997). "The 23 July 1994 landslide at Kwun Lung Lau, Hong Kong". Can. Geotech. J. 34: pp 825–840.

Capítulo 9

La Geología

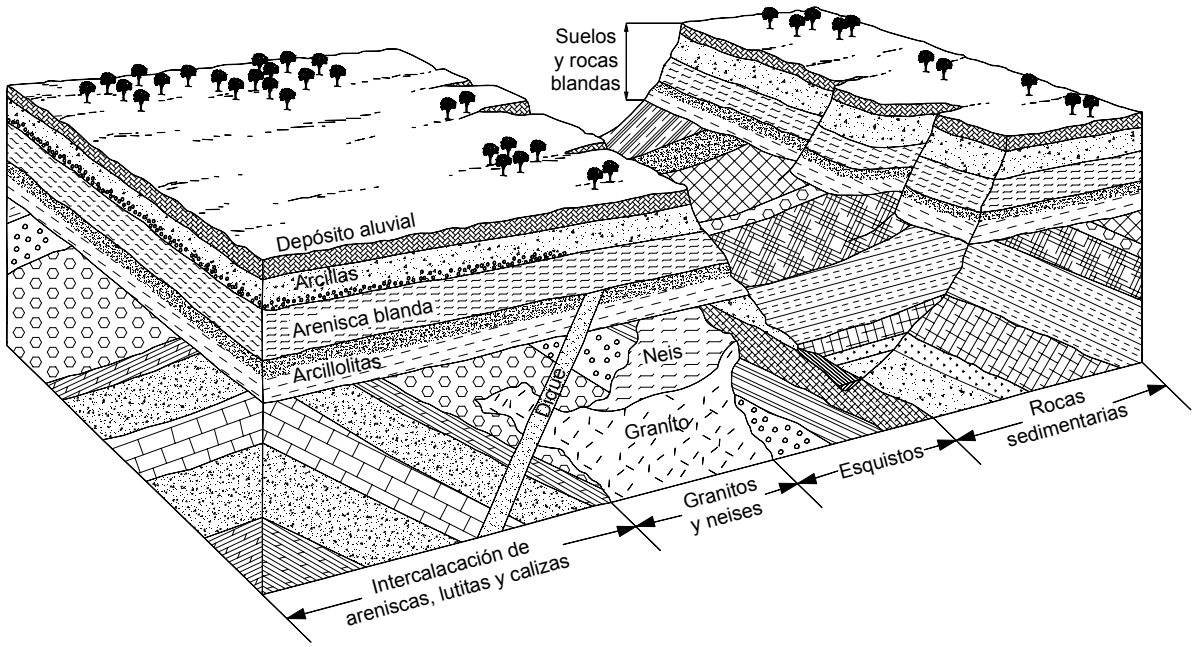


Figura 9.1 Las características geológicas determinan el relieve y éste es el resultado de la tectónica, la erosión y los deslizamientos.

La susceptibilidad a los deslizamientos está relacionada con las características geológicas del sitio. La litología, la geomorfología, la estructura y el estado de meteorización, entre otros, son factores determinantes en la ocurrencia de deslizamientos.

Cada formación geológica posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos y los mapas de inventario de deslizamientos presentan densidades de número o tamaño de los movimientos que son característicos de determinadas áreas dentro de cada formación geológica (Figura 9.1). Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado.

Deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez, la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto.

Watari y Kobashi (1987) presentan una clasificación de los deslizamientos de acuerdo con la naturaleza de la masa en movimiento:

- Deslizamientos en roca.
- Deslizamientos en suelos residuales.
- Deslizamientos en coluviones.
- Deslizamientos en arcilla.

Esta clasificación en nuestro criterio es incompleta, debido a que dentro de cada una de las clases de deslizamientos indicadas, existe una gran variedad de tipos de movimientos y existen otros tipos de deslizamientos no incluidos en la clasificación, como los deslizamientos en suelos eólicos (loess) y en depósitos aluviales. Sin embargo, las cuatro categorías propuestas por Watari y Kobashi representan la mayoría de los deslizamientos que ocurren en el mundo.

LAS CARACTERÍSTICAS LITOLÓGICAS

Desde el punto de vista litológico, los materiales se clasifican de acuerdo con su génesis o formación (Abramson, 1996), diferenciándose dos grupos de materiales diversos que son: la roca y el suelo (Tabla 9.1).

Las rocas a su vez se clasifican de acuerdo con su origen así:

- *Rocas Ígneas Intrusivas*. Son rocas cristalinas formadas cuando el magma se enfría al penetrar las rocas, sin alcanzar la superficie.
- *Rocas Volcánicas*. Son depósitos de materiales arrojados por los volcanes, los cuales se enfriaron después de salir a la superficie.
- *Rocas Metamórficas*. El metamorfismo es la transformación de una roca en un nuevo tipo de roca por la recristalización de sus materiales constitutivos; las rocas originales pueden ser ígneas, sedimentarias u otras metamórficas, que han sufrido cambios por aumento de calor o temperatura.

Tabla 9.1 Clasificación general de ingeniería de los diversos materiales litológicos.

Tipo de Material	Formación	Características	Detalles Prioritarios
Roca	Ígnea Metamórfica	Rocas formadas por cristales de minerales.	Estructura geológica. Fracturas.
	Sedimentaria (debe definirse el tipo de roca en la forma más detallada posible).	Rocas formadas por granos cementados, depositados en capas.	Planos de estratificación.
Roca meteorizada (saprolito)	Ígnea Metamórfica Sedimentaria	Permanecen algunos rasgos de la roca pero ésta se encuentra descompuesta en las discontinuidades.	Estructura geológica Discontinuidades Estado de meteorización.
Suelo	Residual	Roca meteorizada en la cual ya no aparecen las características físicas de la roca.	Estructura geológica. Discontinuidades. Propiedades fisicoquímicas.
	Aluvial Coluvial. Glacial Loess	Grupos de partículas o bloques de suelo o roca.	Propiedades físicas.
Materiales heterogéneos	Roca, roca meteorizada, suelo.	Mezcla de diversos materiales en un mismo perfil.	Estructura geológica. Discontinuidades. Meteorización. Propiedades fisicoquímicas.

- *Rocas Sedimentarias.* Las rocas sedimentarias están compuestas por sedimentos que se han endurecido para formar una roca. Los sedimentos pueden ser granos de minerales o depósitos de compuestos químicos.

- *Suelos Residuales.* Los suelos residuales son rocas descompuestas por meteorización.

- *Suelos Aluviales.* Suelos producto de sedimentación en corrientes o depósitos de agua.

- *Suelos Glaciales.* Los suelos glaciales son depósitos de materiales irregulares producto de la descongelación de glaciales.

- *Suelos Eólicos.* Son suelos depositados por el viento.

- *Coluviones.* Son depósitos de materiales producto de deslizamientos.

- *Suelos Orgánicos.* Suelos formados por reacciones orgánicas.

Meteorización

La descomposición de una roca genera una disminución en su cohesión y al mismo tiempo, en el ángulo de fricción interna (ϕ'). Por ejemplo, desde el punto de vista geológico, la hidrólisis de un Neis conduce a la destrucción progresiva de los minerales de mica formando arcillas, las cuales tienen un menor ángulo de fricción.

La meteorización puede ser química o física; sin embargo, desde el punto de vista de los deslizamientos, la meteorización química es la que genera un mayor efecto.

Resistencia de las Rocas

La resistencia de las rocas depende de su litología, de su estado de meteorización y su fracturación y características de las discontinuidades. Algunas rocas como los granitos y conglomerados, poseen ángulos de fricción altos, mientras los esquistos y lutitas poseen fricción baja (Tabla 9.2).

MICROESTRUCTURA DE LAS ROCAS

Partículas que Conforman la Roca o Suelo.

Las partículas que conforman la roca y el suelo pueden determinar el comportamiento de los materiales. El tamaño de las partículas puede variar desde grandes bloques de varios metros de diámetro hasta las partículas de arcilla y generalmente, se les subdivide en seis grandes categorías:

- *Bloques*: Tamaños superiores a 300 mm.

- *Cantos*: Tamaños de 150 a 300 mm.

- *Gravas*: Gruesas de 18 a 150 mm
  Finas de 4.76 a 18 mm.

- *Limos*: Partículas granulares < 0.074 mm.

Tabla 9.2 Valores típicos de ángulos de fricción para varios tipos de roca.

Clase de Roca	Rango de ángulo de fricción (Grados)	Tipos de Roca
Fricción Baja	20 a 27	Esquistos, Rocas con alto contenido de Mica, Lutitas y Margas.
Fricción Mediana	27 a 34	Arenisca, Limolita, Neiss, Pizarra.
Fricción Alta	34 a 40	Basalto, Granito, Caliza, Conglomerado.

- *Arenas*: Gruesas de 2 a 4.76mm
  Medias de 0.42 a 2mm
  Finas de 0.074 a 0.42mm

- *Arcillas*: Partículas plásticas de tamaño menor a 0.074 mm.

Las partículas gruesas tales como bloques y cantos pueden tener un efecto estabilizante, debido a su tamaño y con frecuencia, las arenas gruesas y las gravas, son relativamente estables si no están afectadas por presiones de poros.

Por otro lado, los limos y las arcillas tienden a ser inestables en estado saturado. Las partículas de arcilla poseen una composición mineral que las hacen susceptibles a la expansión.

Minerales

Las rocas de todas las tres clases principales, están compuestas de un grupo grande y variado de minerales, aunque solamente unos pocos minerales son los principales componentes de la roca. Los minerales más comunes son los feldespatos y en una menor proporción, el cuarzo.

En el caso de las rocas ígneas, los minerales en orden de frecuencia son feldespatos (62%), cuarzo (21%), hornblenda, piroxeno y micas. Las rocas metamórficas contienen otros minerales tales como clorita, granate y epidotita, mientras las rocas sedimentarias contienen carbonatos, arcillas, sales minerales, yeso y anhidrita.

Feldespatos

Los feldespatos son silico-aluminatos de potasio, sodio y calcio. Hay tres clases principales de albita: $NaAlSi_3O_8$; ortoclasa: $KalSi_3O_8$ y anortita: $CaAl_2Si_2O_8$, son de color blanco, pero pueden tener varias tonalidades.

Los cristales de feldespato se fraccionan con facilidad a lo largo de planos suaves y se observan fácilmente en las rocas, debido a que estas superficies reflejan la luz. Los feldespatos se meteorizan, generalmente, a caolinita.

Los feldespatos son uno de los constituyentes más abundantes de las rocas ígneas, neises y areniscas. Los feldespatos se meteorizan fácilmente a arcillas o arenas.

Cuarzo

Es un mineral duro y químicamente resistente. No se raya con una navaja. Forma hermosos racimos de cristales en cavidades de roca y se presenta en muy diversos colores, muchos de ellos transparentes.

El cuarzo se observa con frecuencia en vetas de color blanco en las areniscas o se le encuentra como granos de arena en los depósitos aluviales. La mayoría de las arenas y las areniscas tiene el cuarzo como su principal componente.

El cuarzo es un constituyente esencial de los granitos y también, se presenta en las grano-dioritas y cuarzo-dioritas. El mineral de cuarzo también es abundante en los neises, en los esquistos, cuarcitas y otras rocas metámorficas.

Los granos de cuarzo tienen resistencia fuerte a la abrasión. El cuarzo es el mineral que generalmente aporta la mayor parte de la resistencia a la fricción en el proceso de falla al cortante.

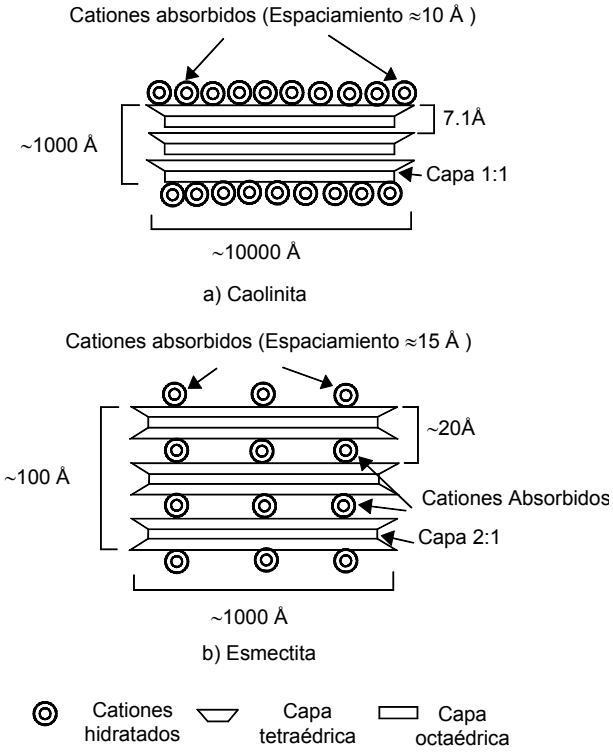


Figura 9.2 Diagrama esquemático de la estructura de los minerales caolinita y esmectita (Las escalas están distorsionadas) (Zhang y otros, 2004).

Micas

Las micas son minerales monoclínicos que tienen la propiedad de partirse en pequeñas láminas semiparalelas. Las micas más comunes son la moscovita, la cual no tiene un color definido y la biotita que tiene color oscuro. La moscovita se presenta en granitos de otras rocas ácidas como cristales plateados. Es un mineral relativamente estable.

La biotita se presenta en granitos, dioritas y lavas, así como en diques de intrusiones. Igualmente es común en neises y esquistos. Las micas, debido a su estructura laminar, generan planos de discontinuidad facilitando la ocurrencia de deslizamientos. Al meteorizarse, se convierten en arcilla.

Carbonatos

Los carbonatos son compuestos de átomos de carbono con átomos de oxígeno y otros elementos químicos. El más conocido es la calcita, el cual es el principal componente de la cal y de las calizas. La calcita también es un mineral secundario en muchas rocas ígneas, especialmente, en los basaltos. Es muy común que las fracturas de las rocas se encuentren rellenas con vetas de calcita, las cuales se distinguen del cuarzo por su menor dureza. Los carbonatos son comúnmente solubles en agua y esta propiedad puede generar problemas de inestabilidad por la formación de cavernas.

Las Arcillas

Las arcillas son esencialmente hidróxidos de aluminio microcristalinos formando capas de silicatos, los cuales tienen una estructura en capas o partículas laminares (Figura 9.2).

Tabla 9.3 Capacidad de intercambio catiónico de las arcillas (Grim, 1962).

Arcilla	Capacidad de Intercambio Catiónico en Mili-equivalentes por 100 gramos
Caolinita	3-15
Aloisita –$2H_2O$	5-10
Aloisita – 4 H_2O	10-40
Illita	10-40
Esmectita	8-150

Los principales tipo de arcilla son las caolinitas, las illitas y el grupo de la esmectita. De las propiedades de las arcillas, la capacidad de intercambio catiónico, generalmente controla su comportamiento frente al agua y su inestabilidad (Tabla 9.3). A mayor capacidad de intercambio catiónico, la arcilla es más inestable.

El tipo de mineral de arcilla presente y el porcentaje en proporción con el total de minerales, afecta en forma considerable el comportamiento del suelo. Una forma de poder analizar este comportamiento, son los límites de atterberg o límites de plasticidad (Tabla 9.4).

En general, las otras propiedades de las arcillas, como son sus características de expansión y contracción, siguen un mismo patrón ante las propiedades de plasticidad; entre más plástico el material, mayor su potencial de expansión y menor su resistencia al cortante.

Tabla 9.4 Valores de límites de Atterberg para los minerales de arcilla (Mitchell, 1976).

Arcilla	Límite Líquido %	Límite Plástico %	Límite de Contracción %
Caolinita	30 – 100	25 - 40	25 – 29
Aloisita – $2H_2O$	35 - 55	30 - 45	
Aloisita – $4H_2O$	50 - 70	47 – 60	
Illita	60 - 120	35 - 60	15 – 17
Esmectita Motmorillonita	100 - 900	50 - 100	8.5 - 15

Esmectita – Montmorillonita
La fórmula general de la Esmectita es $Al_4Si_8O_{20}(OH)_4$. La esmectita es muy común en materiales de origen volcánico, arcillolitas y mantos de carbón.

De los minerales de arcilla la esmectita es uno de los que posee menor ángulo de fricción (Shuzui, 2001). La esmectita se relaciona frecuentemente con deslizamientos. Los suelos con esmectita, generalmente, son susceptibles a los deslizamientos. De las esmectitas, la montmorillonita sódica o bentonita es muy conocida en el ámbito de la ingeniería, la cual posee la capacidad de absorber grandes cantidades de agua.

Illita
La fórmula general de la illita es $K_xAl_4(Si_{8-x}Al_x)O_{20}(OH)_4$. Las arcillas sedimentarias son mezclas de illita y caolinita con algo de esmectita. La illita es el componente de arcilla más importante en los sedimentos marinos y es un mineral muy inestable desde el punto de vista de capacidad de colapso al saturarse. La illita se le relaciona con suelos muy sensitivos y rápidos y es muy común en las arcillas rápidas.

Resistencia al Cortante de los Minerales

La caolinita posee ángulos de fricción mayores que la illita y la esmectita (Tabla 9.5). Los minerales masivos como el cuarzo, los feldespatos y la calcita tienen altos valores de $\phi r'$(residual) muy cercanos a los valores de ϕ' pico. Mientras los minerales arcillosos muestran diferencias muy importantes entre ϕ' y $\phi r'$.

La mayor diferencia se ha encontrado en la montmorillonita (Kenney, 1967), en la cual $\phi r'$ fue 10 grados menor que ϕ' pico. La relación entre la composición mineralógica y $\phi r'$ hace posible correlacionar este valor con el índice de plasticidad (Lupini y otros, 1981 y Mesri y Cepeda, 1986).

Tabla 9.5 Ángulos de fricción de los minerales de arcilla comunes en suelos residuales (Deere y Patton, 1971).

Arcilla	ϕ_r (Ángulo de fricción residual)
Caolinita	12° a 22°
Illita	6.5° a 11.5°
Esmectita	4° a 11°

Métodos para la Identificación de Minerales de Arcilla

Existen varios métodos para la identificación de minerales de arcilla:

Análisis termogravimétrico
Identifica los minerales con base en los cambios que ocurren al presentarse deshidratación en un rango de temperaturas. Generalmente, es un método impreciso con excepción de algunos minerales que poseen un comportamiento termogravimétrico muy claro.

Escaneado con Electromicroscopio
Amplificación de un electromicroscopio más de 3.000 veces. Revela detalles de la microestructura y puede deducirse la relativa abundancia de algunos minerales. Este método no permite conclusiones a menos que se utilice conjuntamente con otro sistema de identificación.

Microscopio óptico
Se deben incluir medidas de polarización. Es una técnica útil para identificar la abundancia relativa de ciertos minerales y definir la fábrica y textura. El análisis petrográfico con microscopio permite identificar fábricas de meteorización y los minerales no arcillosos.

Espectro de difracción de Rayos X
El método más utilizado es la difracción de rayos X, pero es apropiado solamente para minerales que poseen una cristalografía muy característica y se requiere que la muestra analizada tenga un porcentaje alto del mineral para que se pueda identificar en el espectro, su presencia.

Se requieren técnicas especiales en suelos con cantidades significativas de hierro. En todos los casos, es conveniente utilizar por lo menos dos formas de identificación que permitan comprobar los resultados.

Textura

El concepto de textura se refiere a la manera como se encuentran los granos individuales o minerales, en la roca.

Textura Cristalina
Ocurre en las rocas intactas donde todos los granos son parte del proceso de cristalización.

Textura Hipocristalina
Corresponde a rocas intactas, incluyendo algunas rocas volcánicas, las cuales también contienen minerales amorfos vidriosos.

Textura Hidralina
Rocas intactas amorfas, por ejemplo, los vidrios naturales y algunas rocas volcánicas que poseen textura hidralina.

Textura Clástica
Los granos o minerales se han formado de la desintegración de otros materiales y forman la mayoría de las rocas sedimentarias.

La textura de las rocas intactas también puede clasificarse de acuerdo con la forma de sus granos y minerales. La descripción de la forma de los granos se realiza generalmente, de manera cualitativa, utilizando términos medios tales como cúbica, prismática, elipsoide, columnar, tabular, etc.

Finalmente, el tamaño absoluto y la distribución del tamaño de los granos o minerales, completan la descripción de la textura, utilizando términos tales como fino, pequeño, medio, grueso, largo, gigante, etc.

Fábrica

El concepto de fábrica se refiere al arreglo espacial de los granos o minerales en la roca intacta, o sea, la orientación de los minerales entre sí en tres dimensiones (Figura 9.3). La fábrica también incluye la porosidad y el contenido volumétrico de granos.

Fábrica Desordenada
La fábrica aleatoria o completamente irregular, ocurre con frecuencia en el caso de las rocas ígneas. Esta fábrica se caracteriza por la distribución estadísticamente uniforme de los ejes cristalográficos de los granos. Algunas areniscas homogéneas poseen una fábrica desordenada y generalmente, igual situación ocurre con las calizas.

Fábrica Paralela
Algunas rocas ígneas durante su formación como resultado del flujo de la lava, al solidificarse forman fábricas paralelas. Esta fábrica puede estar compuesta de arreglos paralelos de cristales o agregados de cristales.

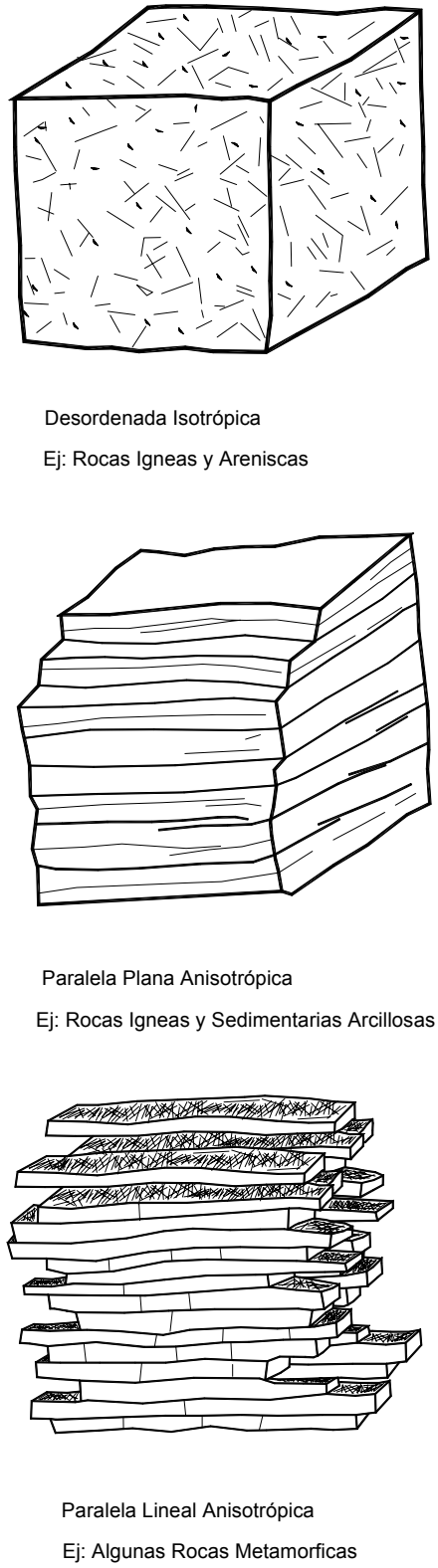


Figura 9.3 Algunos modelos de fábrica de rocas.

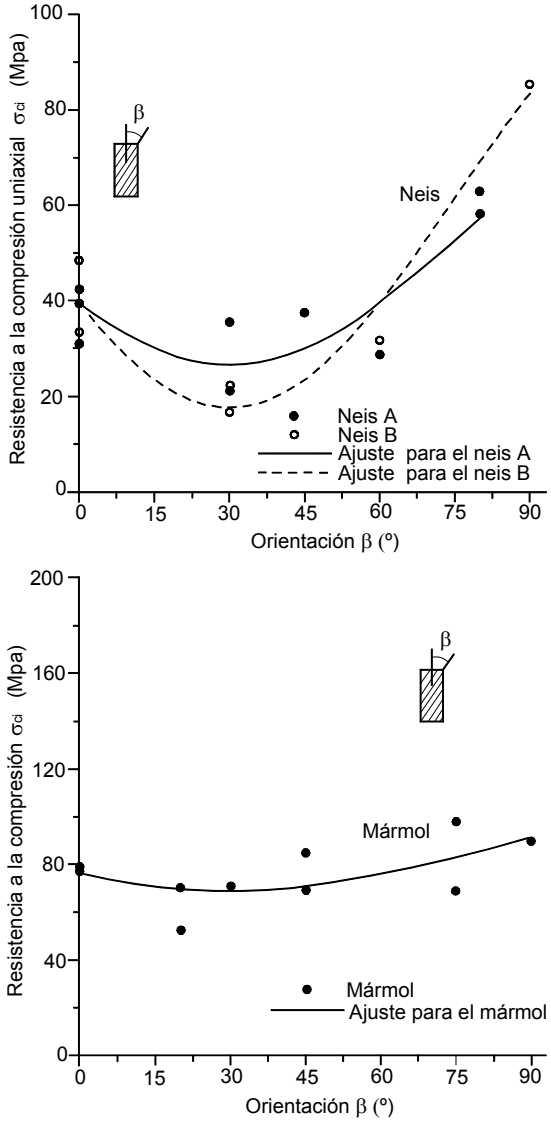


Figura 9.4 Anisotropía de la resistencia a la compresión simple de una roca, relacionada con su estructura y microestructura (Saroglou y Tsiambaos, 2008).

Las formaciones tabulares o planares paralelas o paralelas lineales se encuentran dentro de este grupo. La característica más importante de la fábrica en rocas sedimentarias, es la estratificación, la cual es una forma de fábrica paralela.

Fábrica Fibrosa

Las rocas metamórficas durante el proceso de recristalización cambian en forma importante la fábrica.

Las características de cada tipo de fábrica se describen con términos como esquistosidad y bandeamiento. Esta fábrica fibrosa también se encuentra en los neises y ocasionalmente en las pizarras.

Existe otro tipo de fábricas menos comunes, las cuales no se consideraron importantes para el propósito del presente texto, tales como las estructuras en punta de lápiz, etc.

Anisotropía de una Masa de Roca

En el análisis de la estabilidad de taludes en macizos de roca, es muy importante el conocimiento de la resistencia al cortante de la roca y la anisotropía de esta resistencia. La curva de anisotropía de la resistencia a la compresión tanto uniaxial como triaxial tiene una forma de U como se muestra en la figura 9.4.

Las rocas que se comportan de manera anisotrópica, son principalmente las rocas metamórficas como las filitas, los esquistos, las pizarras y los neises.

Igualmente, los mármoles pueden tener un bajo grado de anisotropía aunque por lo general su comportamiento prácticamente es isotrópico. La anisotropía en rocas sedimentarias es común en las lutitas, limolitas, arcillolitas y lodolitas.

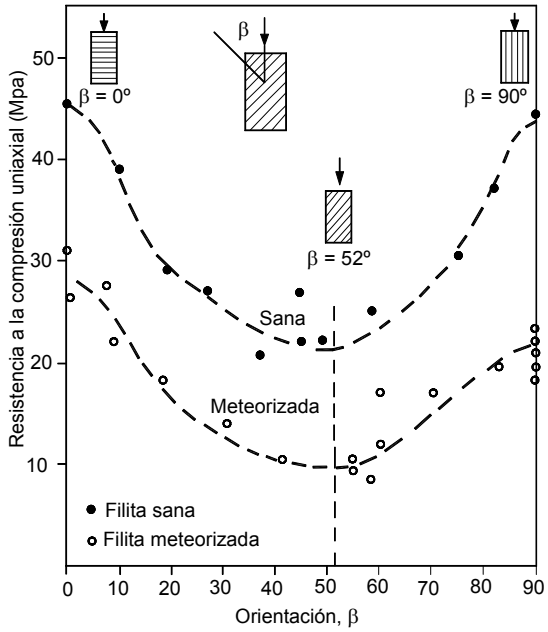


Figura 9.5 Efecto de la meteorización sobre la anisotropía de la roca (Saroglou y Tsiambaos, 2008).

Las areniscas pueden poseer un bajo grado de anisotropía, debido a la cementación de los minerales que las forman. Existe muy poca información sobre la anisotropía en rocas ígneas, la cual puede encontrarse en rocas con presencia de estructuras de flujo como las riolitas.

La anisotropía puede depender también de la historia tectónica, del ambiente geológico y de la meteorización. El grado de anisotropía puede describirse con el coeficiente R_C.

$$R_c = \frac{\sigma_C(90^o)}{\sigma_C(mínimo)}$$

Donde:

$\sigma_{C(90^o)}$ es la resistencia de compresión uniaxial perpendicular a los planos de anisotropía y $\sigma_{C(mínimo)}$, es la resistencia a la compresión mínima obtenida de muestras con varios ángulos de orientación en relación con los planos de anisotropía.

El ángulo de orientación ß puede graficarse contra la resistencia a la compresión y generar curvas de anisotropía (Figura 9.5).

ESTRUCTURA DE LA MASA DE ROCA

El término estructura se refiere al sistema de discontinuidades en la masa de roca y el término discontinuidad se utiliza para describir las diversas superficies a lo largo de las cuales la consistencia de la roca intacta se interrumpe. Si en la roca sana o meteorizada aparecen discontinuidades o planos de debilidad, éstos pueden definir el mecanismo de falla del talud.

Los principios del análisis dependen de:

- La identificación de los sistemas de juntas y otras discontinuidades.
- La relación de estos sistemas con las posibles superficies de falla.
- Los parámetros de resistencia de las juntas y su relleno.
- La presión de agua en las discontinuidades.

Estratificación

La estratificación corresponde a los contactos de depositación de materiales que ocurrieron durante el proceso de formación de la roca. Por ejemplo, en las rocas sedimentarias es común encontrar mantos de arenisca formados sobre mantos de lutita o viceversa (Fotografía 5.1).

En las rocas volcánicas también se presentan superficies de estratificación como se puede observar en la fotografía 5.2, en donde se ve claramente un manto de cenizas volcánicas sobre un basalto.

Discontinuidades Paralelas a la Estratificación

Los cambios que ocurrieron durante el proceso de sedimentación pueden haber producido juntas paralelas a ésta. Por ejemplo, cuando en el proceso de sedimentación se depositaron capas de diferente tamaño de grano. Otro caso de estas juntas, se debe al agrietamiento por consolidación de las rocas sedimentarias o a procesos tectónicos. La estratificación estructural puede ser el resultado de compresiones u otro tipo de esfuerzos.

Discontinuidades Paralelas a la Esquistosidad

De manera similar a la estratificación pueden aparecer juntas paralelas a la esquistosidad, las cuales ocurren a espaciamientos diferentes y con persistencia diferida. Estas juntas representan planos de debilidad para la ocurrencia de deslizamientos de traslación y para volteo de masas de roca.

Fotografía 9.1 Estratificación de manto de arenisca sobre Lutita.

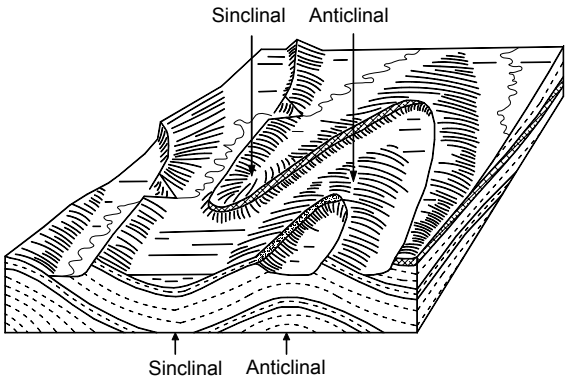


Figura 9.6 Los pliegues son elementos determinantes del relieve en rocas sedimentarias (dibujo de E Raisz).

Fotografía 9.2 Estratificación de ceniza volcánica sobre basalto.

Pliegues

La formación de pliegues tanto en rocas sedimentarias como metamórficas, es causada por cargas tectónicas, resultando en la formación de plegamientos de la esquistosidad o estratificación (Figura 9.6).

Los esfuerzos sobre la roca que ocurren durante la formación de los pliegues, conducen al desarrollo de juntas. Estas juntas se denominan de acuerdo con su posición respecto del eje del pliegue, utilizando términos tales como diagonal, transversal o longitudinal, los cuales generalmente se forman a ángulos rectos con la estratificación o la esquistosidad plegada.

Las juntas, ocasionalmente, son interrumpidas por las juntas de estratificación o paralelas a la esquistosidad y es importante definir las características de su continuidad (Figura 9.7).

Fallas

Las fallas son un elemento muy importante de la masa de roca, debido a que en éstas ha ocurrido desplazamiento de las masas de roca. Las fallas se clasifican de acuerdo con su dirección de desplazamiento (Figura 9.8). Debe hacerse la diferenciación entre las fallas hacia abajo del buzamiento y hacia arriba, los movimientos ortogonales al buzamiento y de los movimientos de rotación de bloques.

Las fallas generalmente actúan como camino preferido del agua, debido a que comúnmente la roca se encuentra fracturada a lado y lado de la falla, facilitando el paso del agua.

El flujo de agua produce meteorización química así como lavado y erosión, éstos a su vez, pueden conducir a una abertura de la superficie de la falla, formando una especie de grietas discontinuas. Estas fallas con frecuencia se encuentran rellenas de materiales.

La ocurrencia frecuente de milonitas en la zona de falla puede explicarse, debido a los esfuerzos muy altos sobre la roca intacta y la meteorización química. Las milonitas están compuestas de roca pulverizada que en ocasiones, se reduce a arcilla. Las zonas de milonitas pueden alcanzar varios metros de espesor y extenderse a grandes distancias a lo largo de la falla.

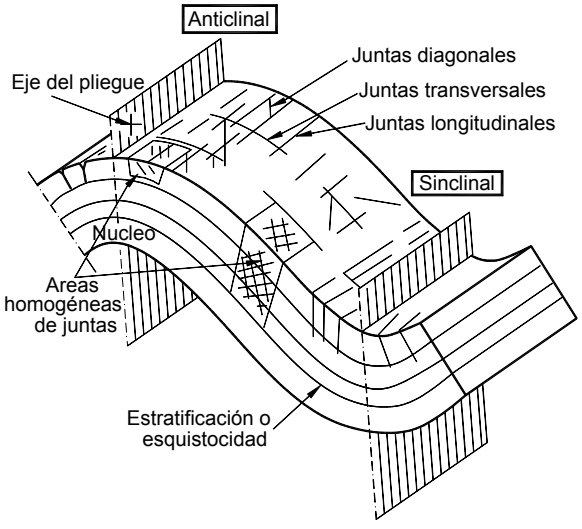


Figura 9.7 Elementos y juntas de un pliegue.

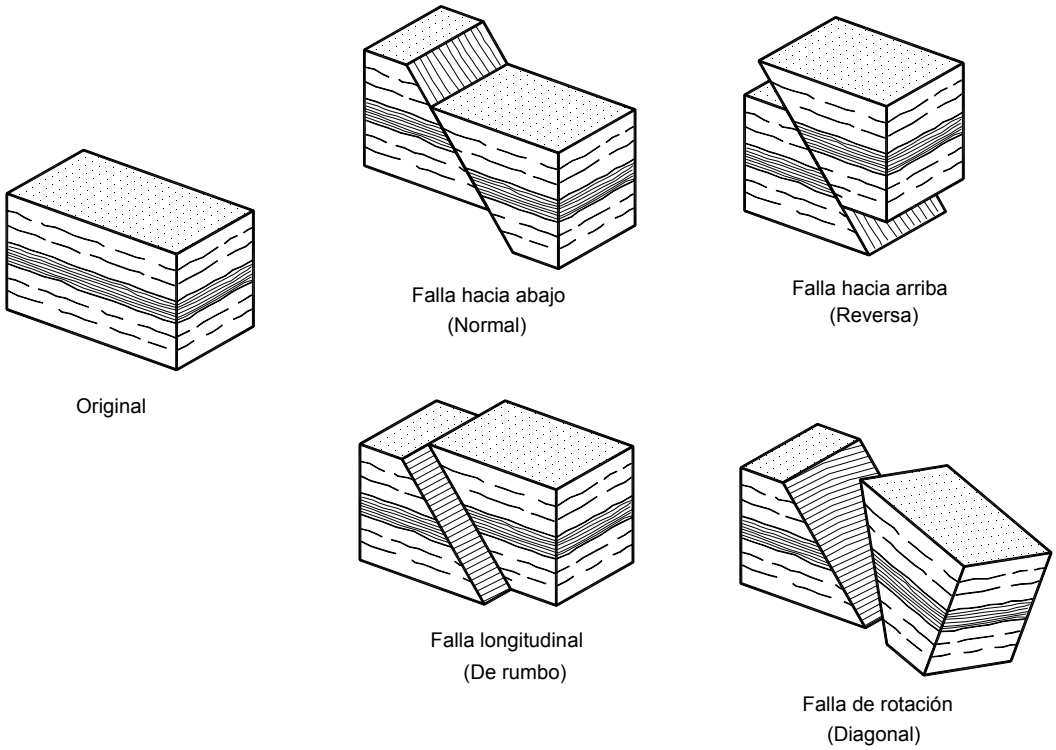


Figura 9.8 Tipos de falla (Wittke, 1990).

Estas milonitas pueden ser muy importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La roca intacta en la inmediata vecindad de la superficie de la falla, en ocasiones, se inclina en la dirección del mo vimiento de la falla, para formar una zona de deformación de la roca con su correspondiente pérdida de propiedades.

Las estrías o espejos (Slickensides) son comunes en las superficies de la falla. Estas superficies son generalmente lisas y poseen muy baja resistencia al cortante.

Rumbo y Buzamiento

En una discontinuidad geológica, se requiere cuantificar su rumbo y buzamiento y compararlo con el del talud (Figura 9.9). El ángulo de inclinación que forma el plano de la discontinuidad con la horizontal, se denomina "buzamiento" y puede medirse por medio de un clinómetro en grados y minutos. Normalmente, con el conocimiento de los grados es suficiente, ya que el margen de error en la medición relativamente es alto y el buzamiento de la discontinuidad, no conserva el mismo valor exacto dentro del talud.

La dirección o rumbo de la discontinuidad va a definir junto con el ángulo de la pendiente del talud y su rumbo, la ocurrencia o no de ciertos tipos de movimiento especialmente, en rocas. Si la orientación de las discontinuidades favorece una falla, la importancia de otros parámetros disminuye.

Se requiere determinar las discontinuidades cuya orientación está fuera del talud y su peligrosidad aumenta a medida que se acerca su buzamiento a la pendiente del talud.

En una vía o excavación de longitud importante, la dirección del talud o de las discontinuidades varía, mientras que en un sitio específico, la inestabilidad está determinada por una discontinuidad o familia de juntas; en otro sitio cercano, puede ser otra la que presenta riesgo más alto de falla. (figura 9.10).

El grado de estabilidad también varía a lo largo de la altura del talud. Un sistema de juntas puede presentar una condición de estabilidad en la parte alta del talud y de inestabilidad en su parte baja y viceversa.

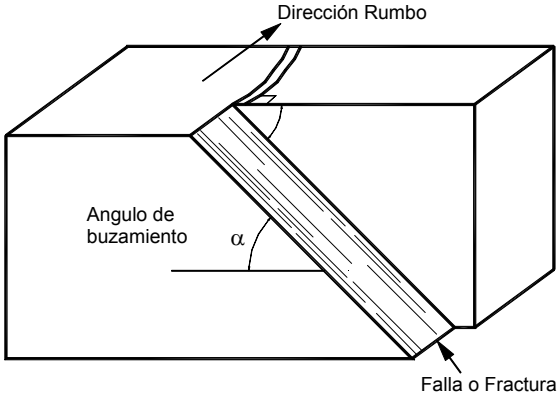


Figura 9.9 Rumbo y Buzamiento.

Continuidad o Repetición

La continuidad es una propiedad difícil de evaluar. Este factor puede definir la magnitud de las posibles fallas ocasionadas por la presencia de discontinuidades. Se propone que se diferencie entre las unidades sencillas no repetidas y aquellas que se repiten en el espacio y que forman un grupo o familia de discontinuidades.

Persistencia

La persistencia se refiere a la extensión, en área o tamaño, de un plano de discontinuidad (Tabla 9.6). La persistencia tiene una gran influencia sobre la resistencia al cortante en el plano de la discontinuidad, donde los segmentos de roca intacta actúan como puentes de roca, aumentando la resistencia (Figura 9.11).

A mayor persistencia de la discontinuidad, la resistencia al cortante es menor. Conjuntamente con el espaciamiento, la persistencia permite definir el tamaño de los bloques que se pueden deslizar de la cara del talud.

Se han desarrollado varios procedimientos para calcular la persistencia midiendo la longitud de la traza de las discontinuidades sobre una superficie especificada de área.

En la figura 9.12 se muestra un procedimiento para calcular la persistencia. En este método se define el área a medir con unas dimensiones L_1 y L_2, y se cuenta el número total de discontinuidades (N´´) de un grupo específico de discontinuidades con un buzamiento ψ dentro del área analizada. Una vez calculada la persistencia se clasifica de acuerdo con la tabla 9.6.

Tabla 9.6 Clasificación de la persistencia.

Persistencia	Longitud de la Traza (metros)
Persistencia muy baja	Menor de 1 metro
Persistencia baja	1 a 3
Persistencia mediana	3 a 10
Persistencia alta	10 a 20
Persistencia muy alta	Más de 20

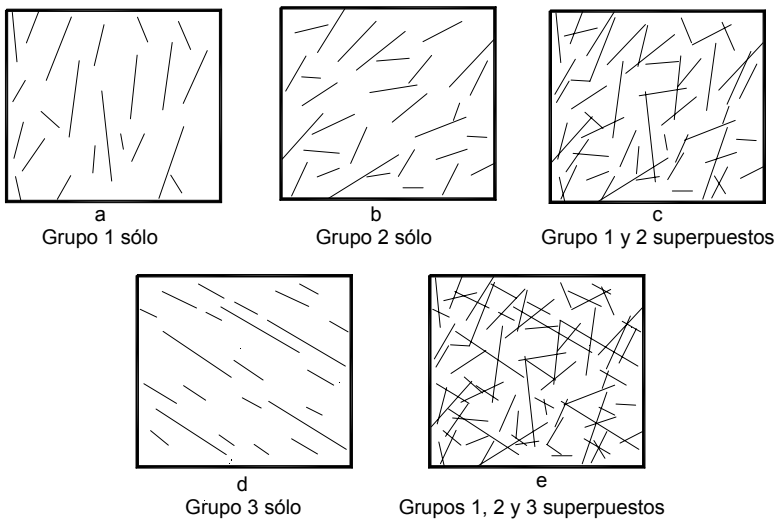


Figura 9.10 Grupos de discontinuidades.

En el procedimiento se miden la cantidad de trazas de discontinuidad contenidas dentro del área (N_c) y la cantidad de discontinuidades que transectan el área definida (N_t).

Finalmente, se calcula la longitud aproximada de las discontinuidades utilizando las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{(N_t - N_c)}{(N''+1)}$$

$$H' = \frac{L_1 \ x \ L_2}{(L_1 \ x \ \cos\psi + L_2 \ x \ \mathrm{sen}\,\psi)}$$

$$I = H'\frac{(1+m)}{(1-m)}$$

Donde:
I = persistencia

Los demás factores se indican en la figura 9.12.

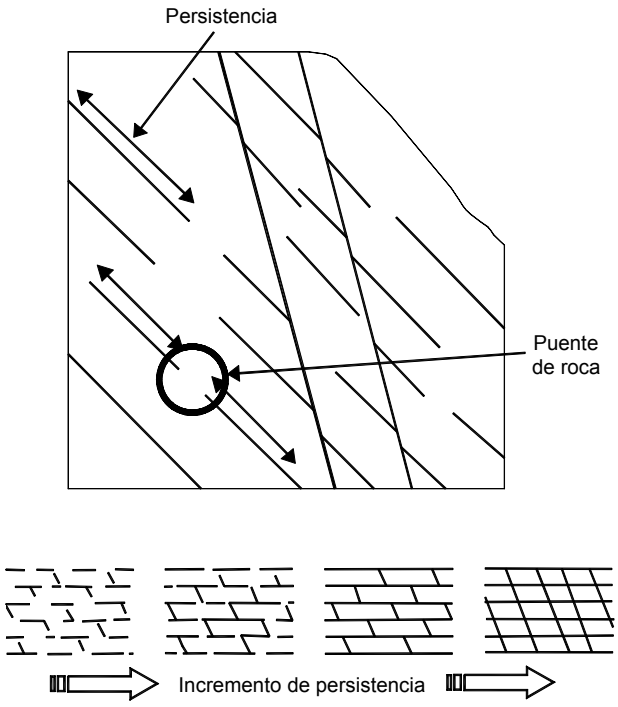
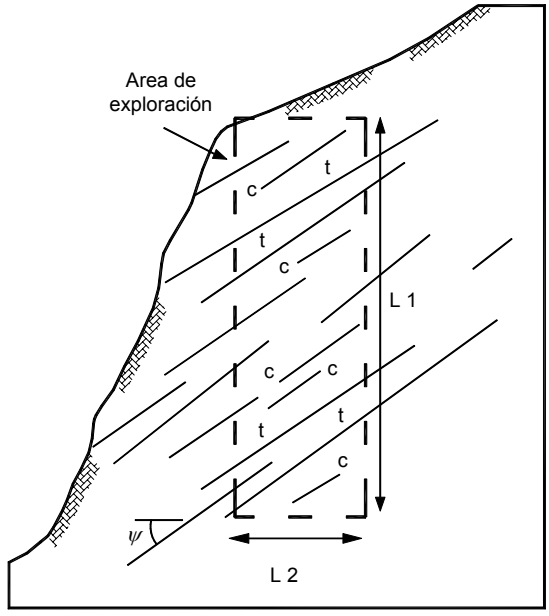


Figura 9.11 Esquema que muestra cómo actúan los puentes de roca a lo largo de la discontinuidad (Eberhardt, 2007).



N" = Número total de discontinuidades = 4
Nc = Discontinuidades completamente incluidas = 5
Nt = Discontinuidades transectas = 4

Figura 9.12 Ejemplo de procedimiento para medir la persistencia (Si L_1 = 15m, L_2 = 5m y ψ = 35º, N´´ = 14, N_c = 5, N_t = 4, luego H´= 4.95m y m = -0.07, y L= 4.3m; luego la persistencia es mediana) (Eberhardt, 2007).

Espaciamiento

El espaciamiento de las discontinuidades indica la extensión hasta donde las propiedades de la roca intacta y de las propiedades de la discontinuidad separadamente, afectan las propiedades mecánicas del bloque de roca.

Una roca es más débil si el espaciamiento es muy cercano y más fuerte, si el espaciamiento es grande (Tabla 9.7). Dentro de una misma formación, el espaciamiento cambia de un punto a otro y se requiere caracterizar este fenómeno en los sitios específicos de los problemas a estudiar.

La distancia de espaciamiento es un parámetro clave que controla la distribución de tamaños de bloques dentro de una masa potencialmente inestable (Figura 9.13).

El espaciamiento de las discontinuidades determina el tipo de falla. Los espaciamientos cercanos facilitan las fallas de rotación y los alejados, las fallas de traslación.

Tabla 9.7 Espaciamiento de discontinuidades (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1984).

Descripción	Espaciamiento
Espaciamiento extremadamente ancho	> 6m.
Espaciamiento muy ancho	2m – 6m
Espaciamiento ancho	600mm – 2m
Espaciamiento medio	200 mm – 600mm
Espaciamiento cercano	60 mm – 200 mm
Espaciamiento muy cercano	20 mm – 60 mm
Espaciamiento extremadamente cercano	< 20 mm

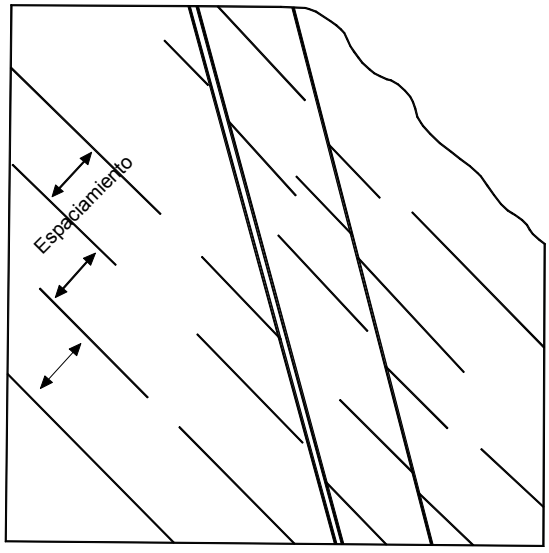


Figura 9.13 Esquema del espaciamiento entre fracturas (Eberhardt, 2007).

Abertura y Relleno

La junta puede ser cerrada, abierta o rellena, tal como se muestra en la figura 9.4 y de acuerdo con su estado, es su comportamiento. El movimiento de agua, a lo largo de las juntas, tiende a producir por depósito o por meteorización, la presencia de rellenos o materiales blandos dentro de la junta (Tabla 9.8).

Las propiedades más importantes del relleno son su grosor, tipo y resistencia. Su grosor puede definir si es suficiente para impedir que las paredes de la discontinuidad se toquen entre sí. Si el grosor es suficiente, las propiedades del material de relleno van a determinar la ocurrencia de las fallas, pero si la abertura de la junta es pequeña, las propiedades de aspereza de las paredes son el factor más importante a considerar.

En los casos donde los rellenos son muy delgados, debe medirse la amplitud promedio de la aspereza utilizando una línea recta y comparar éstos con el promedio del espesor total del relleno. En algunos casos, es de gran ayuda hacer esquemas de campo donde se muestren el estado de la junta y su relleno.

Aspereza o Rugosidad

La aspereza mide el grado de rugosidad de las juntas. Se deben definir macro y microasperezas. Las macroasperezas u ondulaciones afectan esencialmente, la dirección del movimiento y producen cambio en el buzamiento dentro del talud. Las microasperezas definen la resistencia al corte de la discontinuidad y la posibilidad o no de una falla. La medición de la rugosidad se realiza mediante el coeficiente de rugosidad de las juntas (JRC).

Tabla 9.8 Tamaño de abertura (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1984).

Descripción	Distancia de abertura entre paredes de la Discontinuidad
Ancha	> 200 mm
Moderadamente ancha	60 – 200 mm
Moderadamente angosta	20 – 60 mm
Angosta	6 – 20 mm
Muy angosta	2 – 6 mm
Extremadamente angosta	> 0 – 2 mm
Apretada	Cero

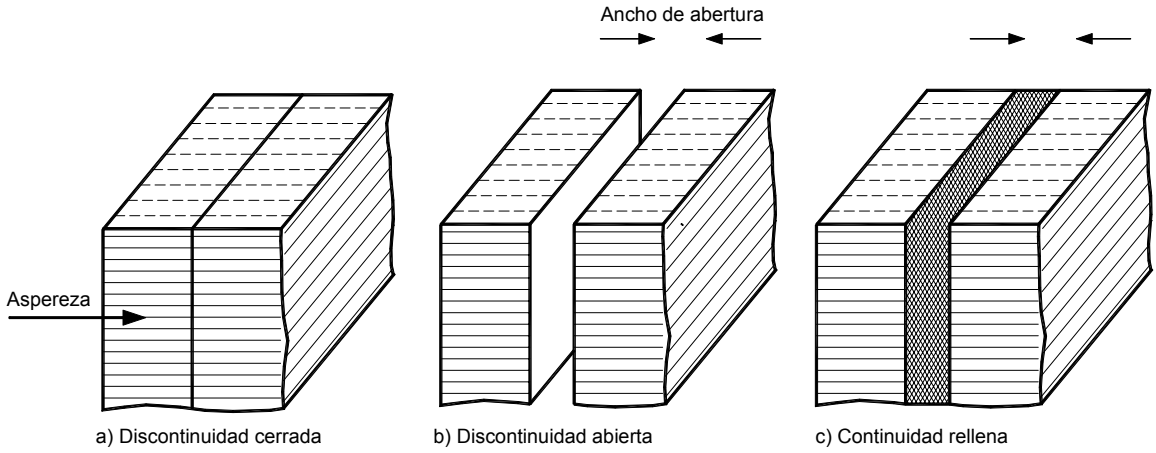


Figura 9.14 Tipos de discontinuidad.

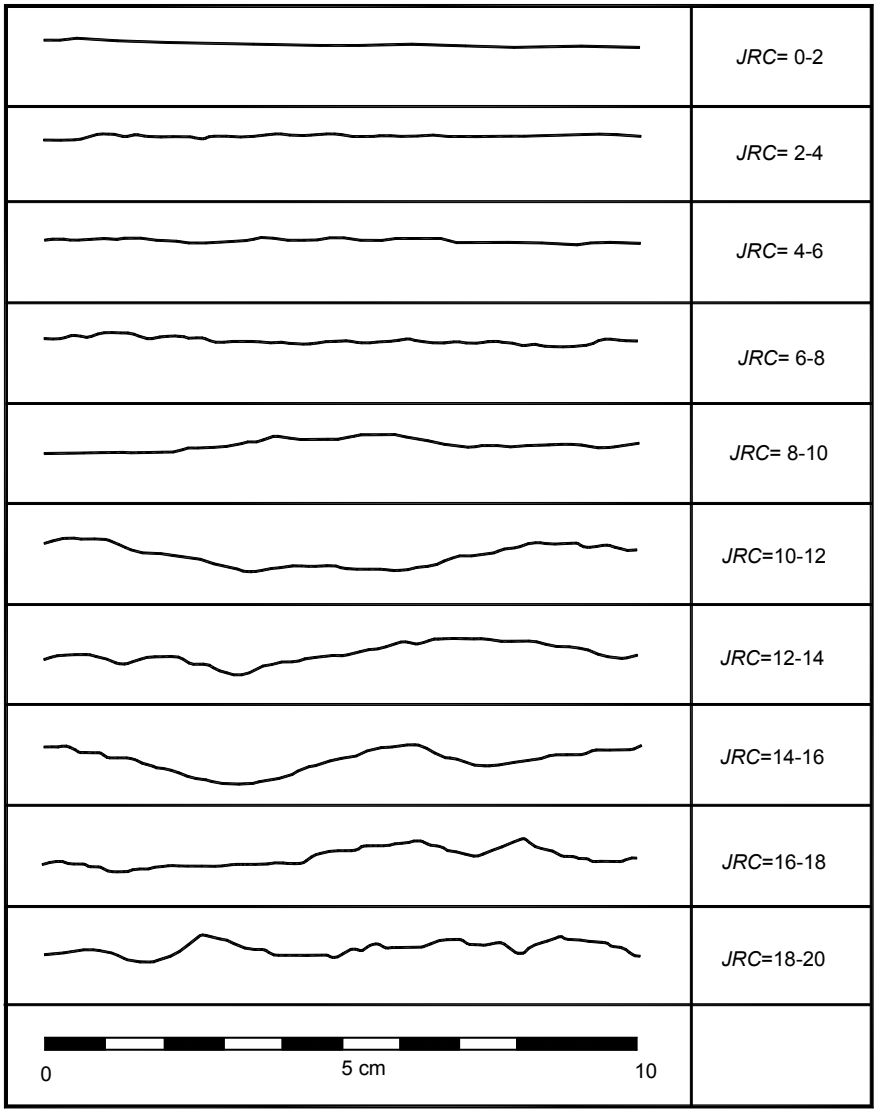


Figura 9.15 Gráfica para determinar el coeficiente de rugosidad de las juntas (JRC). (Barton y Choubey, 1974).

Tabla 9.9 Materiales para el uso de la figura 9.16 (Wyllie y Mah, 2004).

1. Lutita bentonítica	14. Basalto; arcilloso, brecha basáltica
2. Vetas de bentonita en talco	15. Lutita arcillosa en ensayos triaxiales
3. Capas delgada de bentonita	16. Dolomita alterada sobre lutita
4. Bentonita en ensayos triaxiales	17. Diorita / granodiorita relleno de arcilla
5. Arcilla sobre consolidada	18. Granito; fallas rellenas de arcilla
6. Caliza con rellenos de 10 a 20 mm de arcilla	19. Granito, relleno de suelo arenoso
7. Lignita en contacto con arcilla	20. Granito, zona de corte
8. Carbón, vetas de arcilla	21. Contacto lignita marga
9. Caliza con rellenos de menos de 1 mm de arcilla	22. Caliza con rellenos de capas de lignita
10. Arcilla montmorillonita	23. Caliza, juntas margosas
11. Veta de 60 mm de arcilla, montmorillonita en talco	24. Cuarzo / caolín en triaxial remoldeado
12. Esquistos / cuarcitas estratificados con arcilla	25. Pizarras finamente laminadas y alteradas
13. Esquistos / cuarcitas estratificados con arcilla	26. Calizas con 10 a 20 mm de rellenos de arcilla

Este método consiste en comparar la rugosidad de las superficies de las discontinuidades con las curvas de rugosidad estándar a las cuales se les asignan unos determinados valores de (JRC) (Figura 9.15).

Las propiedades mecánicas de las discontinuidades dependen principalmente de la litología, la aspereza y el relleno (Tabla 9.9 y Figura 9.16).

Resistencia al Cortante

La resistencia al cortante es relativamente alta en discontinuidades naturalmente cerradas, aún en el caso de los taludes de alta pendiente. Sin embargo, la resistencia al cortante disminuye en forma muy importante al abrirse la discontinuidad.

Además, la naturaleza del material de relleno es el principal parámetro que afecta la resistencia al cortante dentro de una discontinuidad abierta seguida de la aspereza de la junta. La resistencia al cortante pico, dentro de la discontinuidad cerrada, no ocurre al mismo desplazamiento que la máxima dilatancia, sino a desplazamientos mucho menores (Ferreira, 1997).

Movimientos Anteriores en la Discontinuidad

Los desplazamientos al corte en una discontinuidad producen la rotura de las asperezas y reducen la resistencia al corte de un valor pico a un valor residual. La dificultad consiste en identificar en una familia de juntas aquellas discontinuidades que han sufrido movimientos y que presentan alto riesgo de deslizamiento, en relación con las demás por la disminución de la resistencia al corte.

CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MACIZOS DE ROCA

La mayoría de los métodos de caracterización mecánica de los macizos de roca son principalmente empíricos. La caracterización mecánica de las rocas puede realizarse utilizando sistemas de clasificación de la calidad de la roca, tales como el martillo de Schmidt, el RMR y el GSI.

Rebote del Martillo de Schmidt

El martillo de Schmidt mide la capacidad de rebote de la roca a un impacto R (Figuras 9.17 y 9.18).

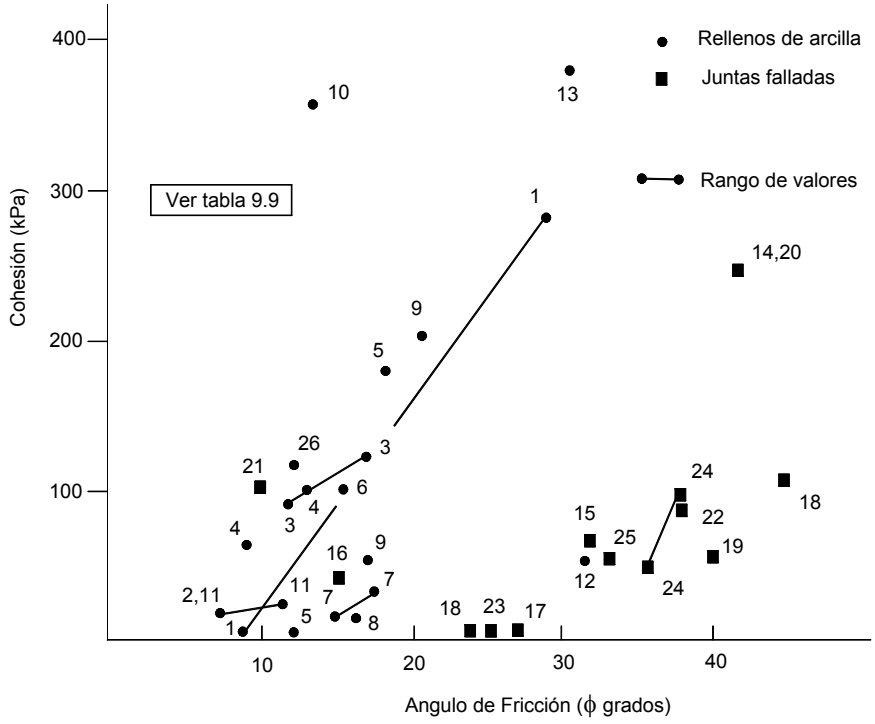


Figura 9.16 Propiedades mecánicas de las discontinuidades. (Wyllie y Mah, 2004).

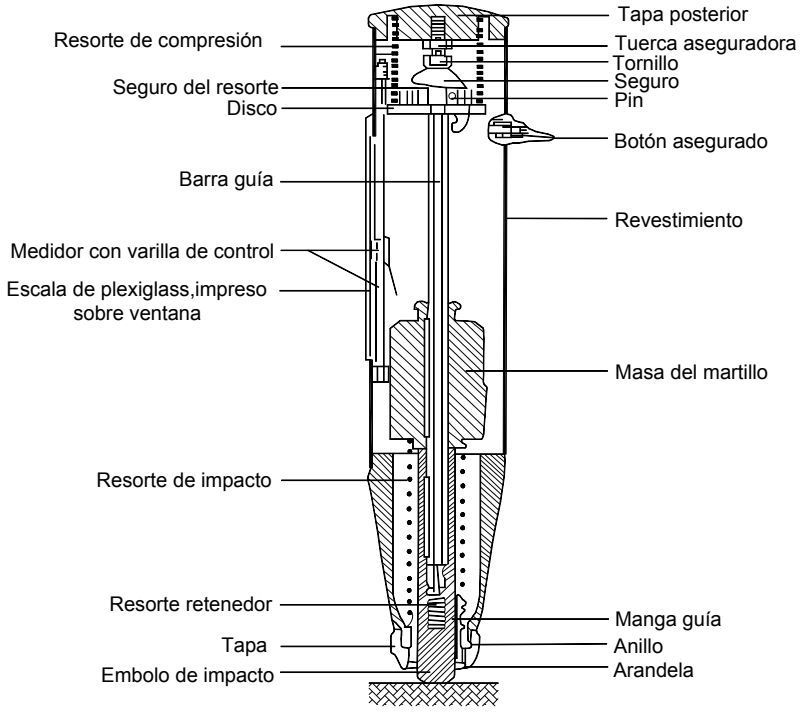


Figura 9.17 Martillo de Schmidt.

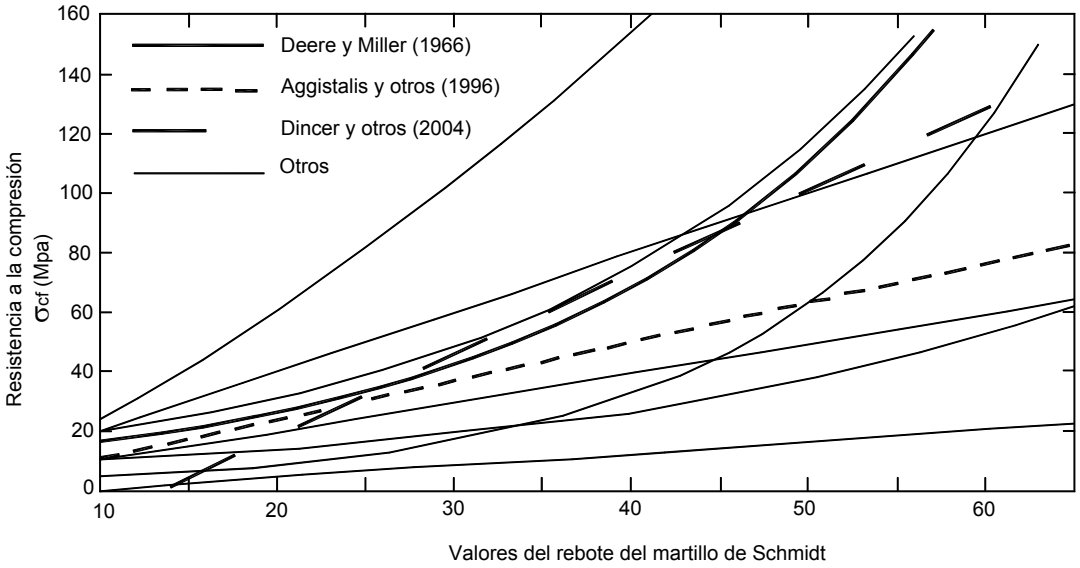


Figura 9.18 Relación entre el rebote (R) del martillo de Schmidt y la resistencia a la compresión Uniaxial (Del Potro y Hurlimann, 2008).

La resistencia a la compresión inconfinada (σ_{ci}) puede relacionarse con el rebote del martillo de Schmidt, utilizando la expresión desarrollada por Dincer y otros (2004):

$$\sigma_{ci} = 2.75R_L - 36.83$$

Donde:

R_L: Rebote del martillo de Schmidt tipo L.

RMR

El índice de calidad de la roca "RMR" fue desarrollado por Bieniawski, en 1973 y constituye un sistema para clasificar los macizos rocosos utilizando parámetros geotécnicos (Tablas 9.10 a 9.14 y Figura 9.19). Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz de roca.
- Grado de fracturación de acuerdo con el RQD.
- Espaciamiento de las continuidades.
- Características de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades.

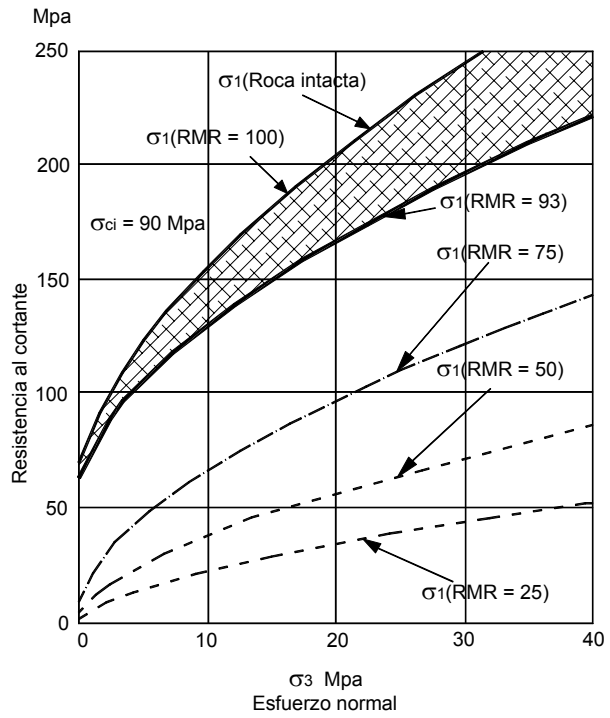


Figura 9.19 Criterio de falla de Beniawski para diferentes RMR. El diagrama es para un tipo de roca específico.

Tabla 9.10 Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple (MPa)		
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre Diaclasas		>2 m	0.6 a 2m	0.2 a 0.6 m	0.06 a 0.2 m	< 0.06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 a 1.0 mm	1 a 5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligera-mente Rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro> 5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando> 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligera-mente alterada	Moderada-mente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 lts/min	10 a 25 lts/min	25 a 125 lts/min	>125 lts/min		
		Relación: presión de agua/Tensión principal mayor	0	0 a 0.1	0.1 a 0.2	0.2 a 0.5	>0.5		
		Estado General	Seco	Ligera-mente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Tabla 9.11 Corrección por la orientación de las discontinuidades.

Dirección y Buzamiento		Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 9.12 Clasificación.

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	< 20

Tabla 9.13 Características Geotécnicas (González de Vallejo y otros, 2002).

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8m de vano	1 semana con 8 m de vano	10 horas con 2.5 de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm^2	3 a 4 Kp/cm^2	2 a 3 Kp/cm^2	1 a 2 Kp/cm^2	< 1 Kp/cm^2
Ángulo de Rozamiento	> 45°	35° a 45°	25° a 35°	15° a 25°	< 15°

Tabla 9.14 Calidad de macizos rocosos en relación con el índice RMR (González de Vallejo y otros, 2002).

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de Rozamiento
I	Muy Buena	100 a 81	> 4 kg/cm^2	> 45°
II	Buena	80 a 61	3 a 4 kg/cm^2	35° a 45°
III	Media	60 a 41	2 a 3 kg/cm^2	25° a 35°
IV	Mala	40 a 21	1 a 2 kg/cm^2	15° a 25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm^2	< 15°

El RMR clasifica la roca con un índice de calidad de 0 a 100. Para aplicar la clasificación RMR, se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades (González de Vallejo y otros, 2002).

$$RMR = R_{resistencia} + R_{RQD} + (R_{espaciamiento} + R_{condición} + R_{agua}) + Ajustes$$

ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA (GSI)

El índice geológico de resistencia (GSI) fue desarrollado por Hoek y Brown (1997), para proporcionar una herramienta de evaluación cuantitativa de la calidad de la masa de roca para propósitos de ingeniería. El GSI considera la estructura de la roca y las condiciones de superficie de la masa rocosa (Figura 9.20). El resultado es un área sombreada sobre la gráfica base del GSI. Estas áreas sombreadas permiten identificar la calidad de la roca y comparar un macizo con otro. El GSI es una metodología, en nuestro criterio, similar al RMR y evita el cálculo de la calidad de la roca.

ROCAS ÍGNEAS INTRUSIVAS

Las rocas ígneas intrusivas son el producto del enfriamiento del magma, antes de aflorar éste a la superficie. Las rocas ígneas forman el 98% del volumen de la corteza terrestre, aunque en superficie, son más comunes las rocas sedimentarias y en menor proporción, las ígneas y metamórficas.

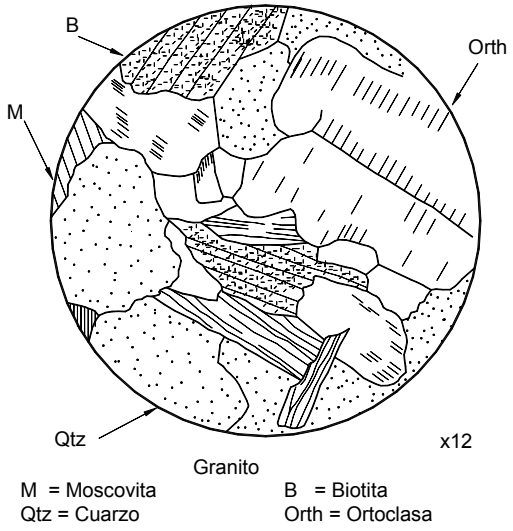


Figura 9.21 Sección delgada de granito vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Las rocas ígneas intrusivas poseen generalmente, una microestructura desordenada e isotrópica con uniones muy fuertes entre los cristales, en su estado intacto (Figura 9.21). Generalmente, son rocas muy duras y densas y en su estado natural inalterado, poseen una resistencia al cortante muy alta; sin embargo, al fracturarse y meteorizarse pueden ser blandas y débiles.

El comportamiento de las rocas ígneas sanas o no meteorizadas en los taludes, es controlado por su estructura, conformada por las juntas o diaclasas, fallas y zonas de corte, las cuales actúan como superficies de debilidad.

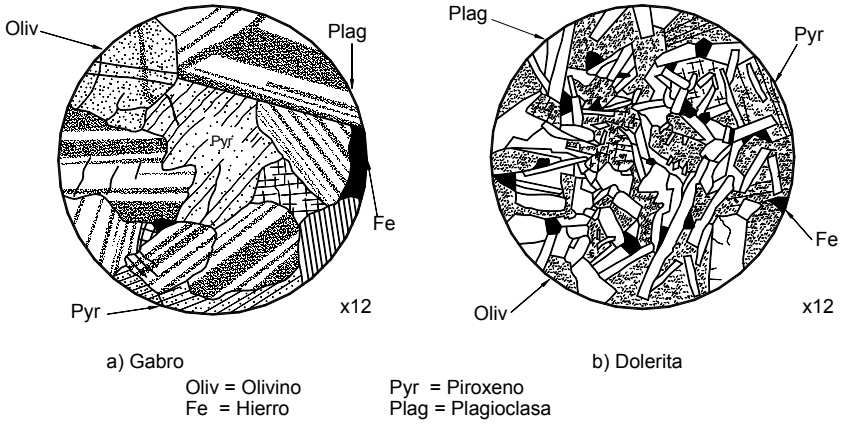


Figura 9.22 Secciones delgadas de Gabro y Dolerita vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

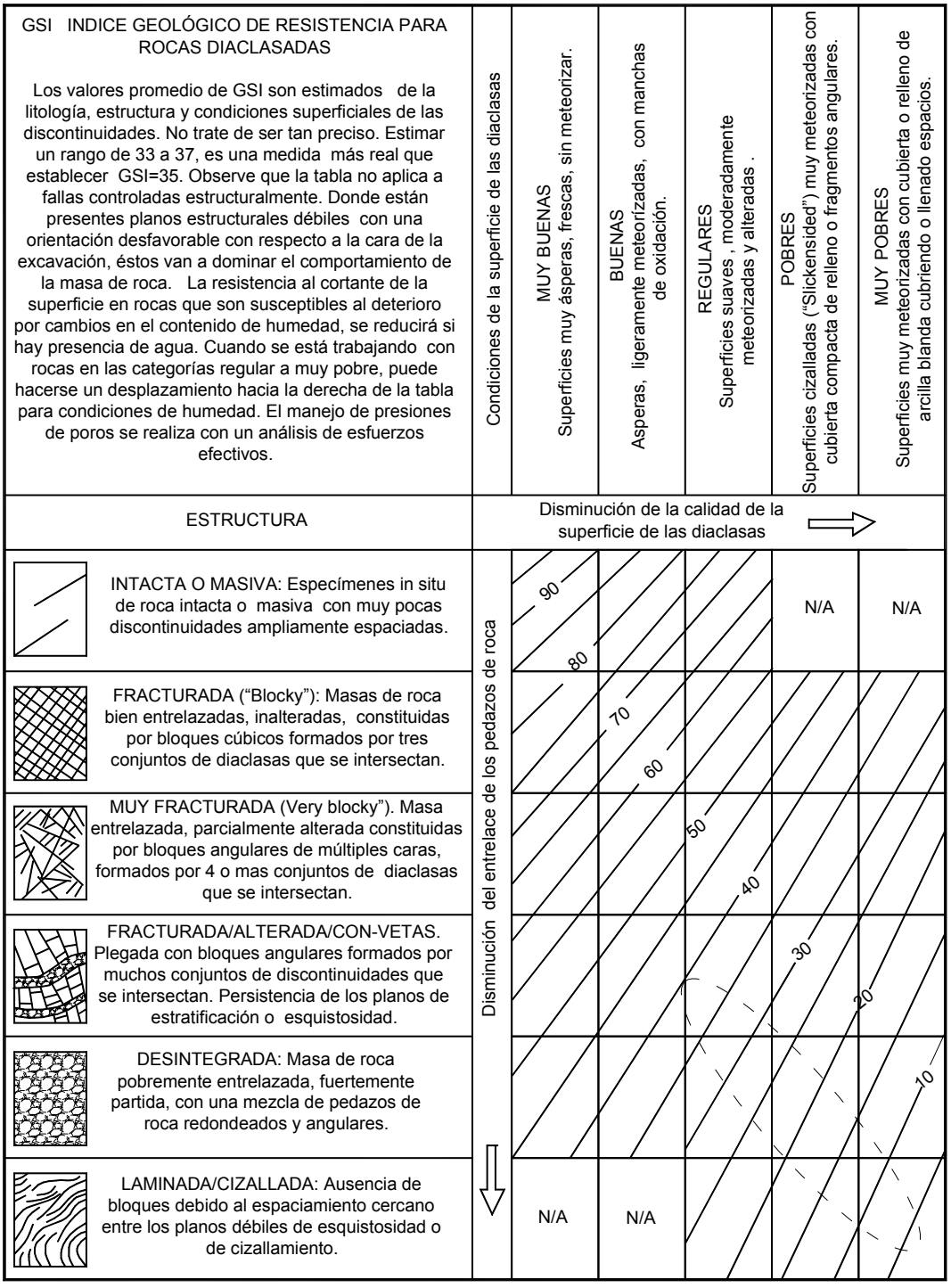


Figura 9.20 Tabla de índice geológico de resistencia (GSI). Se mapea un área en la forma indicada (Marinos y Hoek, 2000).

Tabla 9.15 Composición mineralógica de algunos granitos (Dwivedi y otros, 2008).

Granito	Minerales	Cuarzo	Feldespatos-K	Plagioclasa	Biotita	Moscovita
RG	CM (%)	25 a 27	22 a 24	41 a 45	5	3
	TG (mm)	2	2	1.0	0.5	0.5
SG	CM (%)	14 a 20	34 a 45	30 a 35	5 a 10	-
	TG (mm)	2	1.5	2	2	-
CG	CM (%)	42	45	15	7	-
	TG (mm)	1.7	1.7	1.7	1.7	-
IG	CM (%)	39.5	48	10	1.5	-
	TG (mm)	2	3	2.5	1.0	-
WG	CM (%)	29.3	31.4	31.3	3.8	3
	TG (mm)					
BrG	CM (%)	30.7	19.8	36.5	7.3	4.3
	TG (mm)					

CM= Porcentajes de composición de minerales.
TG= Tamaño de los granos.

Las principales rocas ígneas intrusivas son el Granito, la Diorita, la Dolerita, y el Gabro.

Granito

El granito es una roca ígnea ácida de grano grueso, compuesto principalmente por cuarzo, feldespatos y algo de mica con algunos otros componentes secundarios.

El granito se forma por la cristalización lenta del magma, debajo de las cadenas montañosas que se encuentran en proceso de elevación, ocasionado por los intensos movimientos de la corteza terrestre. Las grandes masas graníticas se llaman Batolitos. Las inclusiones menores forman diques generalmente de textura fina.

La Pelmatita es de composición similar al granito pero posee cristales mucho más gruesos. El granito es muy importante como roca estructuralmente sana, dura y relativamente resistente a la descomposición.

Diorita

La diorita es una roca ígnea intermedia de grano grueso compuesta principalmente de feldespatos, plagioclasa, así como hornblenda, que es un material ferromagnesiano de color verde. El contenido del cuarzo puede llegar hasta el 10%. La roca tiene un color que varía de blanco verdoso a verde, dependiendo del contenido de Hornblenda.

La granodiorita es una roca intermedia entre el granito y la diorita y su textura generalmente es gruesa. La diorita se encuentra en masas más pequeñas que los granitos y frecuentemente, forma modificaciones locales a granodiorita, tonalita e inclusiones de granito.

Gabro

El gabro está compuesto esencialmente por plagioclasas y piroxeno y puede tener pequeñas cantidades de cuarzo; su color es un gris moteado. El tamaño de los cristales es mayor que el de la dolerita (Figura 9.22).

Dolerita

La dolerita es una roca ígnea básica con alto contenido de magnesio, calcio o sodio en su composición química. Aproximadamente la mitad de la composición mineral, está constituida por los ferromagnesianos olivino, piroxeno y hornblenda; su color varía de verde grisáceo a verde oscuro. El color más oscuro indica un mayor contenido de hierro.

Al meteorizarse produce hidróxidos de hierro y arcilla color café. Las doleritas son rocas muy resistentes porque su estructura cristalina se compone de cristales de feldespato de forma tubular y orientados al azar, de modo que toda la masa se comporta como un elemento reforzado.

Las discontinuidades en las doleritas tienen densidad y orientaciones regulares a diferencia de los sistemas regulares de juntas que se observan en los granitos. Los planos de las diaclasas son irregulares y es difícil de excavar en la roca y se requiere generalmente, la utilización de explosivos.

Composición Mineralógica de los Granitos

Como se observa en la tabla 9.15, los principales componentes de los granitos son el cuarzo y los feldespatos, los cuales representan más del 50% de la composición de un granito. Otros minerales son la Plagioclasa, la Biotita y la Moscovita.

Los granitos de las zonas tropicales, se meteorizan fácilmente con profundidades de varias decenas de metros de suelo residual areno-limoso. Estos suelos poseen generalmente contenidos importantes de arcilla especialmente, caolinita y ocasionalmente, illita y Esmectita.

Acidez de las rocas ígneas

La acidez es una de las características de las rocas ígneas que más afecta su comportamiento, especialmente por su efecto sobre la meteorización. Las rocas ígneas ácidas son aquellas que poseen un alto contenido de cuarzo y las básicas son las que contienen poco o ningún cuarzo (Tabla 9.16); el cual se meteoriza con mayor dificultad que los feldespatos y forma suelos más granulares.

El contenido de cuarzo se reconoce como acidez. La mayoría de las rocas ígneas, en estado sano, son muy competentes, pero al meteorizarse, forman suelos que pueden ser poco resistentes.

Microestructura de los Granitos

La orientación natural de los planos de orientación de minerales puede ser relevante para el análisis de la resistencia al cortante de la masa de roca y otras propiedades mecánicas de importancia para la estabilidad de los taludes.

Otro factor importante de la microestructura de la roca es la porosidad. Los granitos intactos tienen generalmente, valores bajos de porosidad pero al meteorizarse, la porosidad aumenta. La porosidad de las rocas ígneas puede incrementarse en un 20% más al avanzar el proceso de meteorización (Vasconcelos y otros, 2008). También se observa que la densidad de los granitos disminuye al aumentar la porosidad.

Los granitos poseen un rango grande de valores de rigidez y de parámetros de fractura como resultado de las diferentes formas características de los diagramas esfuerzo-deformación, los cuales pueden explicarse por los detalles microestructurales de la roca.

La estructura interna y las características de meteorización tienen una gran influencia en la rigidez. La orientación de microgrietas o microzonas de debilidad, pueden generar un comportamiento anisotrópico.

Cuando existen cristales gruesos en el granito como los fenocristales de feldespatos, se pueden desarrollar microgrietas alrededor de estos cristales induciendo propiedades distintas de acuerdo con la dirección de la carga de corte. El tamaño de los granos también tiene gran influencia sobre la resistencia a la tensión y la rigidez de los granitos.

Tabla 9.16 Acidez de las rocas ígneas (Attewell, y Farmer 1976).

Modo de Ocurrencia	Ácida>66%SiO_2	Intermedia 52-66% SiO_2	Básica < 52% SiO_2
Extrusiva volcánica	Riolita	Andesita	Basalto
Diques e intrusiones menores	Cuarzo Porfirita	Porfirita	Dolerita
Intrusiones mayores Plutónicas	Granito	Diorita	Gabro

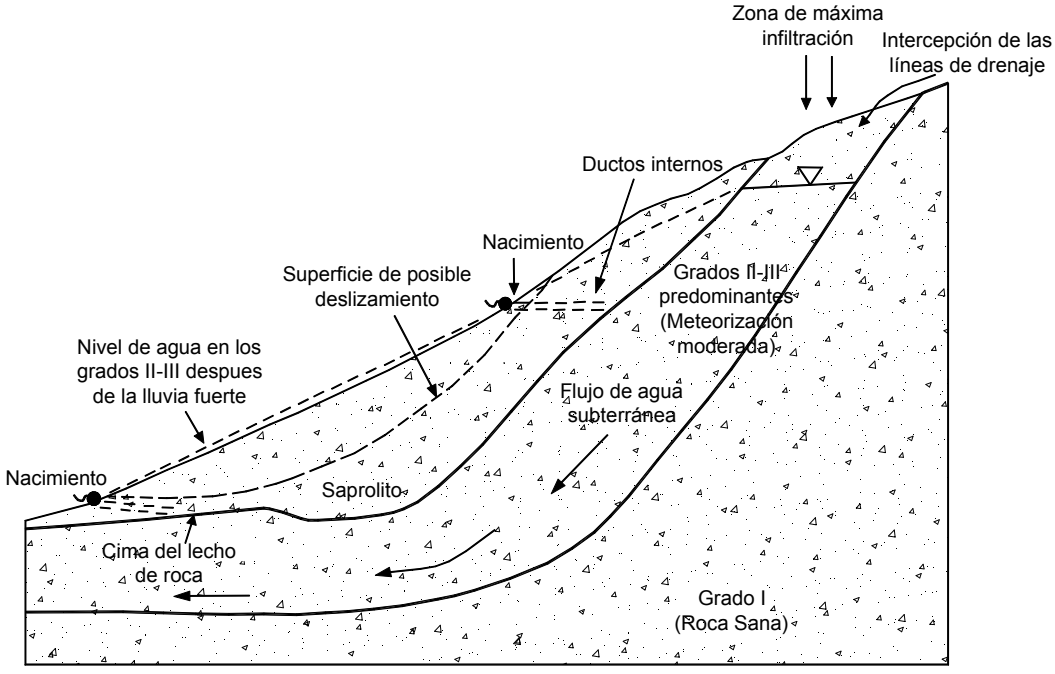


Figura 9.23 Modelo conceptual de la hidrogeología subsuperficial en rocas ígneas meteorizadas en Hong Kong (Jiao y otros, 2005).

Los granitos de grano medio y fino poseen generalmente mayor resistencia y mayor rigidez que los granitos de grano grueso. La rigidez es muy importante en el comportamiento sísmico de los macizos rocosos. El agrietamiento co-sísmico es muy común en las rocas rígidas y es menos frecuente en las rocas blandas.

Meteorización de los Granitos

Además de la estructura interna, el estado de meteorización de los granitos también es importante para analizar la respuesta de los granitos, especialmente, a la tensión. Los granitos sanos tienen un comportamiento más frágil, que se caracteriza por una disminución en el esfuerzo de resistencia en forma brusca, inmediatamente después de la resistencia pico.

Por el contrario, en los granitos meteorizados la falla es más blanda y la roca es menos frágil. En general, los valores de resistencia y rigidez son mayores para los granitos sanos (Vasconcelos y otros, 2008). En el proceso de meteorización de los granitos, además de los cambios en la composición mineralógica en la cual se produce arcilla, también se desarrollan microfracturas y consecuentemente, disminuciones en la resistencia y la rigidez.

Conductividad Hidráulica de los Granitos

Los procesos de falla en las rocas ígneas han sido muy estudiados por los investigadores, pero el impacto de las condiciones hidrogeológicas sobre la estabilidad de taludes ha recibido menos atención.

Es común que se asuma la hidrogeología sin un análisis previo. Por ejemplo, es común asumir que la conductividad hidráulica (K) de las rocas ígneas disminuye al profundizarse en el perfil meteorizado; sin embargo, las evidencias muestran que en algunos taludes pueden presentarse áreas de conductividad hidráulica alta, a profundidad, en el saprolito o en el contacto entre la roca sana y la meteorizada.

Igualmente, las rocas ígneas al meteorizarse pueden generar vetas de caolín, las cuales pueden formar una capa subsuperficial impermeable. El sistema de flujo de aguas subterráneas puede ser confinado o no confinado de acuerdo con la variación de la conductividad hidráulica en relación con la profundidad (Figura 9.23). Como se puede observar, la conductividad hidráulica es determinada por el perfil de meteorización.

La hidrogeología, en esta forma, puede ser el parámetro fundamental en el mecanismo de falla, debido a que se pueden formar presiones de poros altas, las cuales reducen la estabilidad del talud (Jiao y otros, 2005).

ROCAS ÍGNEAS EXTRUSIVAS

Las rocas volcánicas o piroclásticas también conocidas como rocas ígneas extrusivas, son producto de la cristalización de los materiales expulsados por los volcanes. Las propiedades ingenieriles de las rocas volcánicas dependen del grado de solidificación y de acuerdo con ésta, presentan una variedad de resistencias y permeabilidades.

El principal problema de las rocas volcánicas es su fácil desintegración al secarse y humedecerse y la presencia de arcillas activas, como la montmorillonita, subproducto del proceso de meteorización. Las principales rocas volcánicas son la riolita, la andesita, el basalto y las tobas. La microestructura es muy variada de acuerdo con su proceso de formación.

Riolita

La riolita es el componente exclusivo de grano fino del magma granítico que escapó de la superficie a través de una erupción volcánica y presenta algunas características similares a un granito. La roca líquida pudo haber emergido formando una masa de riolita que se enfrió y solidificó. Muestra un bandeamiento formado por el flujo viscoso de la lava durante la destrucción.

Los megacristales de cuarzo o feldespatos le dan a las riolitas diferencias de carácter y comportamiento.

Tobas

Las tobas volcánicas son rocas formadas por material suelto arrojado por un volcán en erupción. Son materiales muy porosos y ricos en vidrio. En ocasiones, las tobas presentan depósitos de materiales arcillosos, expansivos o arcillas inestables.

Andesita

La andesita es una roca de grano fino, volcánica, que se le encuentra como flujo de lava y ocasionalmente, como pequeñas inclusiones. Generalmente, es de color marrón y es muy común en las áreas volcánicas de Suramérica. Los minerales constituyentes son esencialmente plagioclasa, hornblenda y biotita con muy poco cuarzo. Tiene básicamente la misma composición de la diorita, pero su grano es más fino y puede contener algunos cristales de plagioclasa de varios milímetros de largo.

Basalto

El basalto es una roca ígnea básica de grano fino, formada por la erupción volcánica que se cristaliza en forma muy rápida. El tamaño de los cristales es menor de 0.05 mm y para observarlo, se requiere microscopio (Figura 9.24). La composición mineral del basalto aproximadamente es mitad piroxeno y mitad plagioclasa, hasta con un 5% de óxido de hierro.

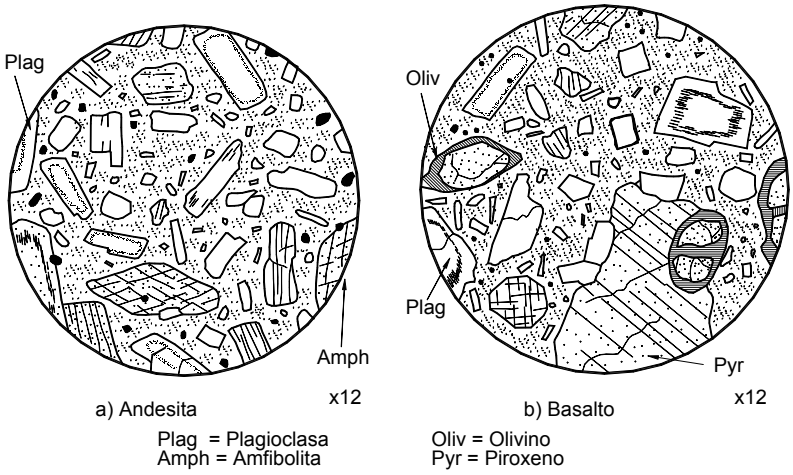


Figura 9.24 Secciones delgadas de andesita y basalto vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

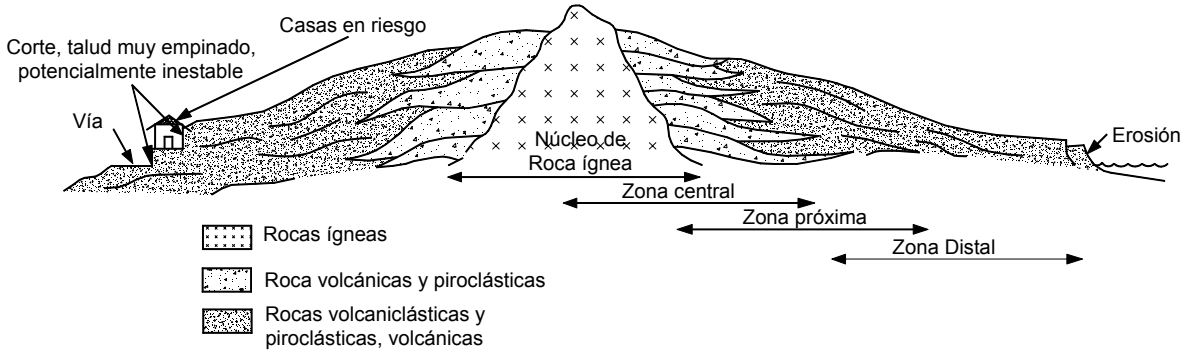


Figura 9.25 Geología típica de un cono volcánico (Donnelly, 2007).

El basalto en las zonas volcánicas forma grandes depósitos. Por lo general, el color es negruzco o verde oscuro, pero en ocasiones, puede ser rojizo o marrón, debido a la oxidación de los minerales que se convierten en óxidos de hierro.

El suelo formado por los basaltos es muy rico en nutrientes como el potasio y el fósforo y por esta razón, las zonas de basaltos son utilizadas para la agricultura intensiva en las zonas cafeteras de Colombia.

El basalto sano es duro y difícil de excavar y se requiere el uso de explosivos. Generalmente, es un material excelente para construcción. Se puede esperar que durante las excavaciones, se encuentren capas o lentes de basalto meteorizado y pueden desprenderse grandes bloques. El ingeniero debe estar preparado para manejar las zonas de debilidad que se encuentran debajo de la roca.

Geología Típica de un Cono Volcánico

La parte central de un cono volcánico está formado por un domo de lavas de andesita-dacita y aglomerados. Alrededor del domo de lavas se encuentran aglomerados piroclásticos (bloques y ceniza), depósitos de flujos, de lahares y depósitos fluvio- volcánicos (Donnelly, 2007).

Un volcán está compuesto principalmente, por andesita extrusiva. El magma de andesita cuando es arrojado explosivamente por el volcán, también genera flujos piroclásticos y depósitos de ceniza típicos de la actividad explosiva.

Materiales que Conforman los Conos de los Volcanes

En la figura 9.25 se muestra la geología típica de un cono volcánico, la cual está compuesta por los siguientes elementos:

- ***Núcleo ígneo.*** Domo de lava de andesita-dacita. Muy resistente con múltiples grupos de discontinuidades y permeabilidad dependiente de las fisuras. Generalmente, es una roca dura pero cuando se meteoriza pierde parcialmente su resistencia. En el sector del núcleo se pueden presentar caídos, inclinaciones y deslizamientos, los cuales eventualmente, pueden generar algunos flujos.

- ***Roca Piroclástica de grano grueso.*** Tobas, depósitos de cenizas y lapilli, breccias y aglomerados. Generalmente son sueltos y parcialmente consolidados, mal gradados, con partículas angulares a sub-angulares, porosas, con permeabilidad moderada y bloques de 3 a 4 metros de tamaño. Se pueden presentar deslizamientos de residuos y lahares sobre los depósitos recientes, igualmente puede ocurrir reptación y erosión.

- ***Rocas Finas Piroclásticas.*** Tobas, piedra pómez, lapilli, cenizas y bases gruesas. Son rocas sueltas, a parcialmente consolidadas, mal gradadas, porosas con partículas angulares a sub-angulares, permeabilidad moderada con presencia de varios bloques de gran tamaño.

Se presentan niveles freáticos colgados y nacimientos de agua. Estas aguas son ácidas y agresivas.

Se presentan flujos de detritos y lahares sobre los depósitos recientes. Estos pueden ser menos extensivos y no tan gruesos como en la zona 2.

- ***Mezclas de depósitos gruesos y finos.*** Litologías variables de mezclas de granos gruesos de depósitos piroclásticos. Tobas retrabajadas, depósitos de lahar, paleo-suelos e intercalaciones de cenizas.

  Son depósitos muy variables y complejos, desde sueltos a consolidados, pobremente gradados, porosos, permeabilidad alta a baja, partículas angulares y sub-angulares con cantos y bloques y algunos depósitos cohesivos de ceniza consolidada. Niveles freáticos colgados y nacimientos de agua.

  Las arcillas presentes pueden ser expansivas y licuables en el caso de los sismos. Se pueden presentar deslizamientos de residuos, flujos y lahares, reptación y erosión, movimientos de los bloques al excavar para carreteras.

- ***Cenizas de grano fino.*** Son cenizas con piedra pómez ocasional, intercalada con depósitos finos piroclásticos, sucesivamente finos hacia arriba. Granos de tamaño medio a fino, sueltos, débiles y moderadamente gradados, relativamente esféricos y con permeabilidad baja a moderada.

  Niveles freáticos colgados y nacimientos de agua. Se pueden presentar zonas de materiales compresibles con posibilidad de asentamientos diferenciales importantes. Aparecen paleo-canales, rellenos de depósitos volcánicos. Se pueden presentar deslizamientos de residuos, el lavado de los suelos y deslizamientos, al realizar excavaciones.

Comportamiento geotécnico

Las laderas de los conos volcánicos son muy susceptibles a los deslizamientos. Del Potro y Hurlimann (2008) presentan una clasificación de los materiales que conforman los conos volcánicos, desde el punto de vista del comportamiento geotécnico (Tabla 9.17 y Figura 9.26).

Susceptibilidad de las Rocas Volcánicas a los Deslizamientos

Las rocas volcánicas, al igual que las rocas sedimentarias blandas, son muy susceptibles a sufrir deslizamientos en el caso de los sismos.

En el terremoto de Tecomán en México (Keefer y otros, 2006) se presentaron gran cantidad de deslizamientos en las rocas volcánicas, relativamente lejos del epicentro, en contraste con los pocos deslizamientos que ocurrieron en las rocas ígneas intrusivas cercanas al centro del sismo.

Incluso, ocurrieron deslizamientos en días posteriores al sismo. Esto demuestra la gran susceptibilidad de los materiales volcánicos a los deslizamientos co-sísmicos. La combinación de cementación débil, pobre consolidación, alta porosidad y saturación, hace que los materiales volcánicos sean especialmente vulnerables a los sismos (Bommer y Rodríguez, 2002).

Las rocas volcánicas se meteorizan con menor facilidad y los mantos de meteorización son menos profundos, generalmente menores de 20 metros. El producto final de la meteorización son suelos residuales arcillo-limosos con arena cuarzosa. Al ser menos profundos, se pueden saturar totalmente de manera más fácil que las rocas ígneas intrusivas.

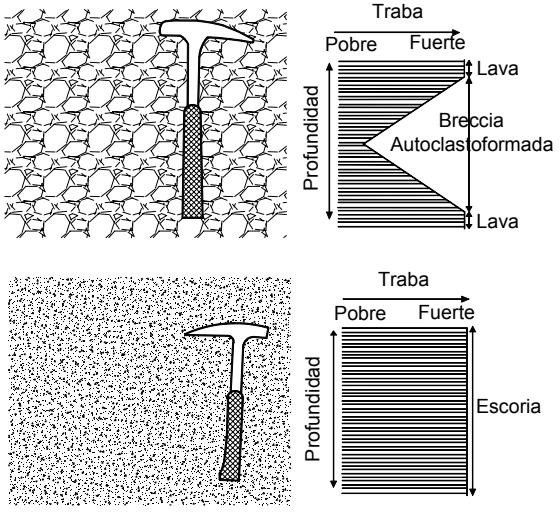


Figura 9.26 Diferencia en el "trabado" interno de los elementos o bloques en la "breccia" auto-clasto-formada y los depósitos de roca piroclástica (Del potro y Hurlimann, 2008).

Tabla 9.17 Clasificación geotécnica de los materiales volcánicos (Del potro y Hurlimann, 2008).

Comportamiento Pre-pico	Unidad Geotécnica	Sub-unidad Geotécnica
Roca	Lava	Fresca
		Alterada
	Breccia Autoclástica	
	Roca Piroclástica	Fuertemente cementada (Fresca o alterada)
		Débilmente cementada/ Trabada
Suelo	Suelos volcánicos	No cohesivos
		Cohesivo

La susceptibilidad de los materiales volcánicos a los deslizamientos, es explicada por Frattini y otros (2004) de la siguiente forma:

- Los depósitos piroclásticos están compuestos de una serie de capas con cambios abruptos en la conductividad hidráulica, tanto horizontal como verticalmente. Los coeficientes de permeabilidad (Ks) pueden variar desde 10-3m/s hasta 10-6m/s.

- Aparecen capas de materiales sueltos y las fallas tienden a generarse en la base de estos horizontes cenizosos.

- Existen una gran cantidad de discontinuidades asociadas con la estratigrafía (Ejemplo: discontinuidades laterales) y discontinuidades morfológicas de la cubierta piroclástica.

- Se presentan empozamientos de agua.

- Los materiales en las capas inferiores son generalmente de menor resistencia, que en las capas superiores.

- Los suelos volcánicos tienen contenidos altos de alófanos con baja densidad, alta porosidad, capacidad muy alta de retención de agua, alto límite líquido y baja plasticidad, al igual que cambios irreversibles, al secarse (Espósito y Guadagno, 1998; Maeda y otros, 1977). Además, los suelos volcánicos muestran comportamiento tixotrópico relacionado con la presencia de arcilla de bajo grado de cristalinidad (Terribile y otros, 2000).

- La infiltración de agua relacionada con la lluvia, aumenta en forma significativa el peso unitario de los materiales volcánicos debido a su alta porosidad.

Movilidad de los Materiales Volcánicos

Los deslizamientos en materiales volcánicos se caracterizan comúnmente, por tener una mayor movilidad comparada con los materiales no volcánicos (Hayashi y Self, 1992; Legros, 2001).

Las razones para ese comportamiento pueden ser la naturaleza granular de los materiales volcánicos, su colapsibilidad, el grado de meteorización y alteración, la variabilidad de tamaño de granos, la baja resistencia, el contenido alto de agua y el tipo de depositación y las condiciones geomorfológicas. Los flujos piroclásticos y las avalanchas de residuos volcánicos son estadísticamente, de comportamiento muy similar (Hayashi y Self, 1992), pero se diferencian de las avalanchas en los materiales no volcánicos.

Generalmente, los deslizamientos de materiales volcánicos tienen una mayor longitud de desplazamiento que los deslizamientos en materiales no volcánicos.

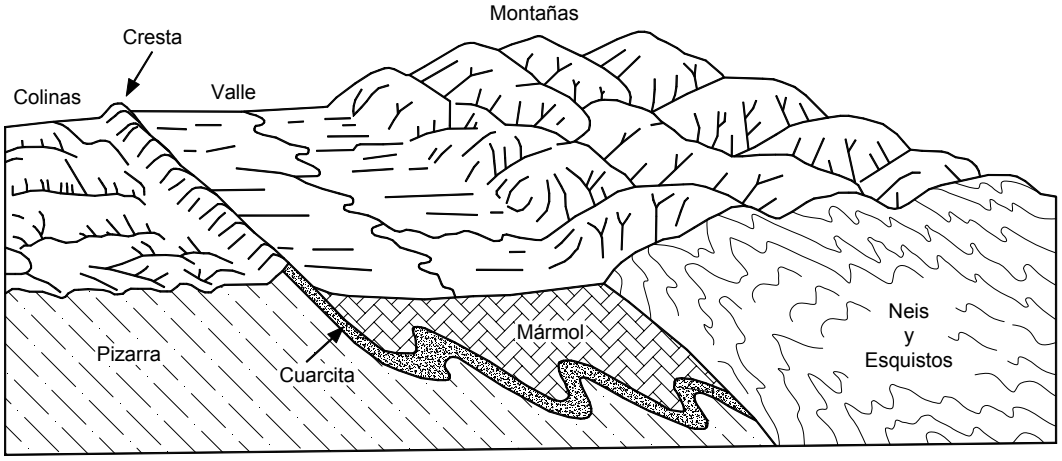


Figura 9.27 Rocas metamórficas (Dibujo de Strahler).

Este efecto es muy evidente en los deslizamientos de grandes volúmenes (> 1km^3), en los cuales las distancias recorridas por los flujos son de muchos km, como ocurrió en las avalanchas del río Páez, en Colombia. La longitud de desplazamiento se debe principalmente, a los altos contenidos de agua en los materiales volcánicos, lo cual hace que la mayoría de los lahares sean de lodos líquidos y éstos pueden recorrer grandes distancias antes de sedimentarse. Los flujos de materiales volcánicos tienden a extenderse sobre grandes áreas (Crosta y otros, 2005).

Los deslizamientos de los materiales volcánicos poseen una tendencia a ser catastróficos debido a su movilidad (Evans y otros, 2001). Muchos flujos se inician como avalanchas de rocas y se convierten en flujos de suelo que viajan más allá de lo esperado, teniendo en cuenta el tipo inicial de deslizamiento.

Característicamente, el volumen de la masa en movimiento va creciendo a medida que avanza el flujo, integrando al movimiento los depósitos, por lo general, más blandos que encuentra en su camino. Igualmente, se presentan cambios bruscos de velocidad.

Existen muchos ejemplos de este comportamiento como el caso de la avalancha de Armero, en Colombia, activada por el deshielo del Nevado del Ruiz y el flujo del volcán Casitas en Nicaragua, activado por el huracán Mitch en 1998 (Sheridan y otros, 1999). Es muy importante para el análisis de amenazas y riesgos, conocer el comportamiento de este tipo de flujos de lodos.

Los Lahares

"Lahar" es un término indonesio para identificar los flujos de materiales de origen volcánico. Los lahares son una de las principales causas de desastres en el mundo como se ha demostrado por muchos eventos catastróficos (Fairchild, 1987; Pierson y otros, 1990; Vallance y Scott, 1997; Mothes y otros, 1998).

Los lahares se pueden formar de diversas maneras, por erupción volcánica, por derretimiento de la nieve y el hielo, debido a los flujos piroclasticos; por erosión de los depósitos sueltos volcánicos en los eventos de lluvias intensas; por sismos que generan licuación en los suelos volcánicos o por la rotura de lagos en los depósitos volcánicos.

Los deslizamientos de los suelos volcánicos se transforman rápidamente a flujos de residuos o flujos de lodos. Las características morfológicas de las áreas volcánicas intensifican las amenazas de los flujos. Los aportes de materiales y de agua durante el movimiento del lahar, generalmente son importantes. Fácilmente, un deslizamiento puede convertirse en un lahar.

ROCAS METAMÓRFICAS

Las rocas metamórficas son el resultado del metamorfismo o recristalización de rocas ígneas y sedimentarias (Figura 9.27). En este proceso las rocas son sometidas a cambios texturales y mineralógicos, de tal forma que sus características originales son alteradas o completamente perdidas (Figura 9.28).

Como consecuencia de esto, las rocas metamórficas exhiben un alto rango de características ingenieriles y comúnmente son muy útiles como materiales de construcción. Las características de comportamiento de los taludes en las rocas metamórficas sanas, dependen de sus patrones de fracturación y bandeamiento (microestructura, textura y estructura).

La foliación y la esquistosidad presente en algunas rocas metamórficas, las hacen muy susceptibles a la meteorización (Tabla 9.18). Las rocas metamórficas más comunes son la Cuarcita, el Neis, el Esquisto, La Serpentinita, la Pizarra, la Filita y el Mármol.

Neis

El neis es una roca bandeada o foliada, en la cual bandas de color claro, de cuarzos y feldespatos forman microestructuras paralelas con bandas de otros minerales como biotita y hornblenda, y en algunos casos, piroxeno. La biotita está generalmente acompañada de moscovita.

El orto-neis es una roca derivada del granito por metamorfismo regional y el para-neis es derivado de materiales sedimentarios. Algunos orto-neises tienen la composición de un granito o granodiorita. Los Neises son más resistentes que los esquistos, aunque menos que los granitos.

Esquisto

Los esquistos son rocas metamórficas que se componen de cristales planos de micas, clorita verde, hornblenda y cuarzo. Los cristales son tubulares y se alinean de tal manera, que las rocas se rompen con facilidad en fragmentos planos. Esta roca es muy físil y se parte muy fácilmente. Las superficies de las fracturas son menos lisas que las pizarras. Los esquistos son materiales muy inestables en los taludes, debido a su microestructura y a la facilidad con que se meteoriza.

Pizarra

La Pizarra es una roca dura formada bajo la influencia de esfuerzos muy altos sobre sedimentos arcillosos. El proceso de cristalización forma minerales laminares tales como clorita y sericita y algunos granos de cuarzo. Algunas pizarras son derivadas de rocas volcánicas finas como las tobas. En ocasiones, la roca tiene muchos planos de clivaje, de tal manera que se forman láminas planas de roca que se utilizan como material de construcción. Éstas capas o láminas son muy delgadas y físiles. La pizarra es una roca relativamente resistente a la meteorización, pero se resquebraja muy fácilmente.

Filita

La filita es una roca similar a la pizarra, pero posee cristales planos ovalados como hojas de árbol, que dan a los planos de clivaje una textura característica. Estos planos de clivaje están cruzados por fracturas que a menudo presentan un dibujo geométrico regular, lo cual ocasiona que la roca se rompa en forma rombohédricas o rectangulares.

Chert

El Chert es un precipitado orgánico e inorgánico de sílica. La sílica es principalmente cuarzo criptocristalino. El chert puede presentarse en forma de precipitación o nodular.

Tabla 9.18 Clasificación de la textura de rocas metamórficas.

Textura	Roca	Características
Granular	Chert, Cuarcita	Grano fino con predominio de partículas de cuarzo
	Mármol	Granos finos a gruesos, partículas de caliza o dolomita
Bandeada	Neis	Granos de minerales laminares elongados con bandeado composicional
Foliada	Esquisto, Serpentinita, Pizarra, Filita	Rocas foliadas finas con proporciones altas de filosilicatos

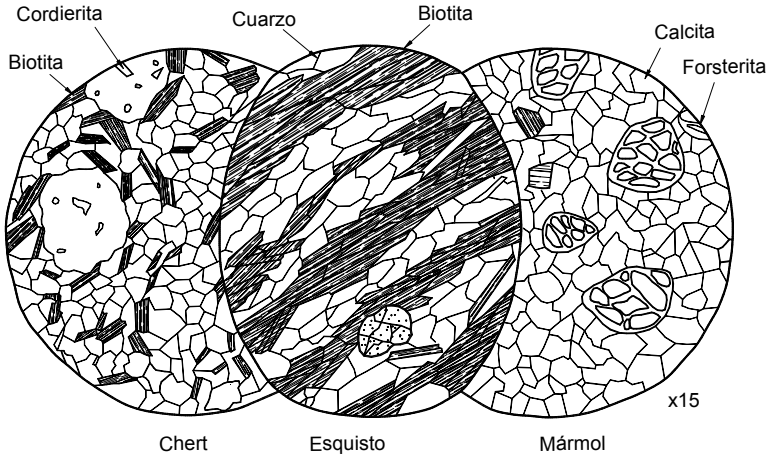


Figura 9.28 Secciones delgadas de rocas metamórficas vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Grado de Metamorfismo

El grado de metamorfismo influye en forma determinante, en la ocurrencia de deslizamientos. Por ejemplo, el nivel de metamorfismo aumenta la vulnerabilidad a los procesos de deslizamiento y erosión.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias están formadas por la sedimentación y cementación de partículas de arcilla, arena, grava o cantos (Tabla 9.19 y Figura 9.29).

Sus características de estabilidad dependen generalmente, del tamaño de los granos, los planos de estratificación, las fracturas normales a la estratificación y el grado de cementación. Las rocas sedimentarias más comunes son el conglomerado, breccia, lutitas, areniscas limolitas, calizas, dolomitas, y evaporitas.

Conglomerado y Breccia

El conglomerado y la Breccia son dos variedades de roca sedimentarias de grano grueso. Se componen de guijarros de materiales resistentes, cementados por otros materiales más finos.

Tabla 9.19 Características de las rocas sedimentarias.

Roca	Componente	Características
Conglomerado	Partículas grandes redondeadas de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla.
Breccia	Partículas angulares de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla.
Arenisca	Partículas redondeadas menores que la roca.	Más del 50% de los granos entre 2 y 0.06 mm y menos del 25% de arcilla.
Limolita	Partículas del tamaño de limos.	Más del 50% de los granos menores de 0.06 mm y menos del 25% de arcilla
Arcillolita	Partículas de arcilla.	Más del 50% de arcilla.
Lodolita	Rocas arcillosas con alto contenido de limos.	Más del 50% de los limos.
Caliza	Granos de calcita.	Más del 50% de calcita y menos del 25% de arcilla.

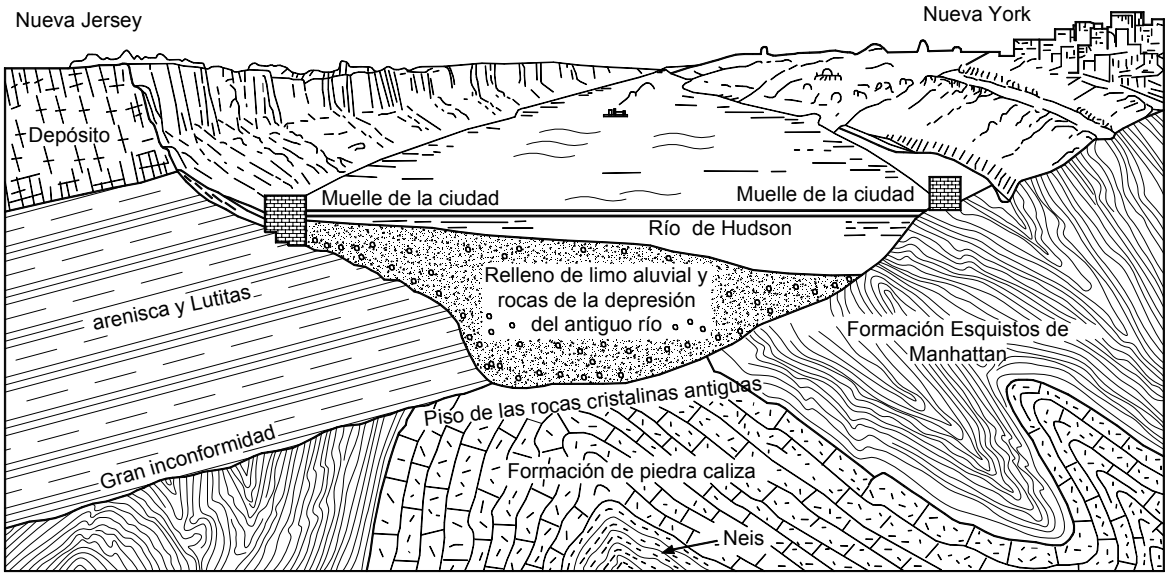


Figura 9.29 Rocas sedimentarias y metamórficas en Nueva York.

El nombre depende de la forma de los guijarros, si son redondeados, se les llama conglomerados y si son angulosos, se les denomina breccias o brechas. En algunos casos, contienen material tanto redondeado como anguloso. La porosidad de estas rocas es muy alta y pueden conformar acuíferos importantes.

Los conglomerados son bastante estables y permiten cortes relativamente pendientes, debido a su cementación y a que los materiales gruesos tienen un efecto de refuerzo sobre la masa de roca.

Areniscas

Las areniscas son una forma de arena endurecida por procesos geológicos. El tamaño de los granos varía de 60μm a varios mm y están cementados por otros minerales, y con frecuencia, por el cuarzo precipitado (Figura 9.30).

Las areniscas se clasifican de acuerdo con el tamaño de sus granos como fina, media o gruesa y de acuerdo con la naturaleza de los materiales cementantes. Las areniscas aunque tienden a ser resistentes, en ocasiones son relativamente débiles cuando su cementación ha sido pobre. El comportamiento de la arenisca meteorizada depende de la clase de cemento. Si es de calcita se disuelve con mayor facilidad que el de sílice. El cemento de óxido de hierro puede dar un color rojo a la roca y el dióxido de hierro un color marrón a amarillo. Algunas areniscas son de color verde grisáceo, debido a cambios ligeros en la composición química. Las areniscas compuestas casi de puro cuarzo, se denominan cuarcitas.

Lutitas o Arcillolitas

Las rocas que contienen cantidades significativas de arcilla, se les denomina genéricamente como lutitas y a éstas pertenecen las limolitas, arcillolitas y lodolitas (Figura 9.31).

Las lutitas son uno de los materiales más complejos desde el punto de vista de estabilidad de taludes. De acuerdo con el grado de solidificación, las lutitas varían en su comportamiento. Las lutitas de grado bajo tienden a desintegrarse después de varios ciclos de secado y humedecimiento.

Algunas lutitas son muy resistentes, pero la mayoría presentan una resistencia al cortante de mediana a baja. Las lutitas pueden ser arcillosas, limosas, arenosas o calcáreas de acuerdo con los tamaños y composición de las partículas. En ocasiones, tienen una presencia de roca cementada y en otras, el de un suelo con capas relativamente sueltas.

Las arcillolitas son las lutitas con alto contenido de arcilla, lo cual las hace muy físiles y susceptibles a deslizamiento. Es muy común encontrar lodolitas negras con alto contenido de carbón de grano fino y sulfuro de hierro, las cuales son muy físiles y producen una gran cantidad de deslizamientos.

Algunas lutitas tienen resistencia alta, pero otras se comportan más como suelos que como rocas y presentan con frecuencia problemas de deslizamiento. Las lutitas bien cementadas generalmente, se consideran como materiales estables o competentes desde el punto de vista de estabilidad de taludes. Sin embargo, si el buzamiento de los planos de estratificación es muy alto, se pueden presentar deslizamientos de traslación cuando el ángulo de buzamiento supera al ángulo de fricción de la superficie de estratificación.

Las lutitas se consideran un material muy inestable en las zonas tropicales, puesto que se meteorizan fácilmente y las arcillas producto de esta descomposición, poseen ángulos de fricción bajos.

Calizas y Dolomitas

La caliza es una roca sedimentaria con más del 50% de carbonato de calcio (Figura 9.32). Esta roca es por lo general, dura y compacta, pero se presentan problemas geotécnicos relacionados con la disolución del $CaCO_3$. Existe una variedad de rocas de la familia de la caliza que depende de las cantidades de carbonato de calcio, arena, limos, conchas de animales marinos y arcilla.

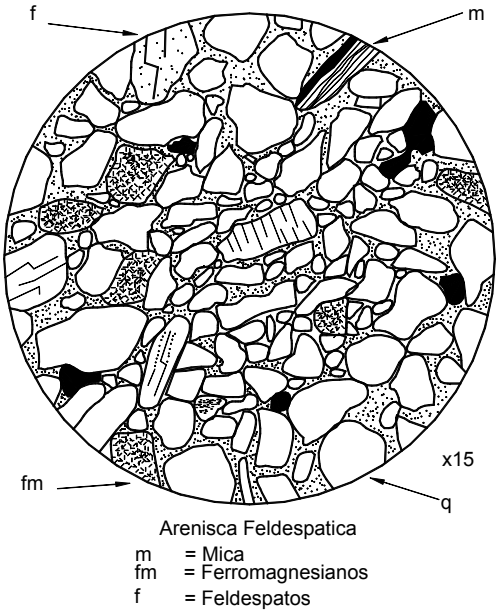


Figura 9.30 Sección delgada de arenisca vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Las calizas generalmente, son de color gris azuloso, pero las hay también blancas y de otras coloraciones. En las calizas se pueden formar grandes cavernas que actúan como conductos internos del agua subterránea, las cuales pueden conducir cantidades importantes de agua de un sitio a otro y facilitar la infiltración general.

La denudación de las rocas calizas ocasionada por la infiltración del agua de lluvia, conforma una topografía kárstica.

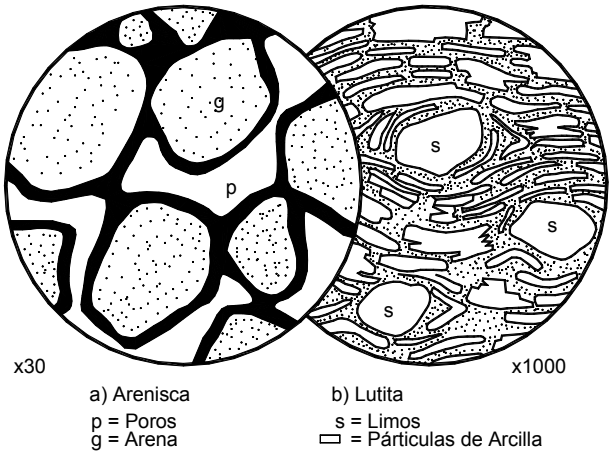


Figura 9.31 Secciones delgadas de areniscas y lutitas vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

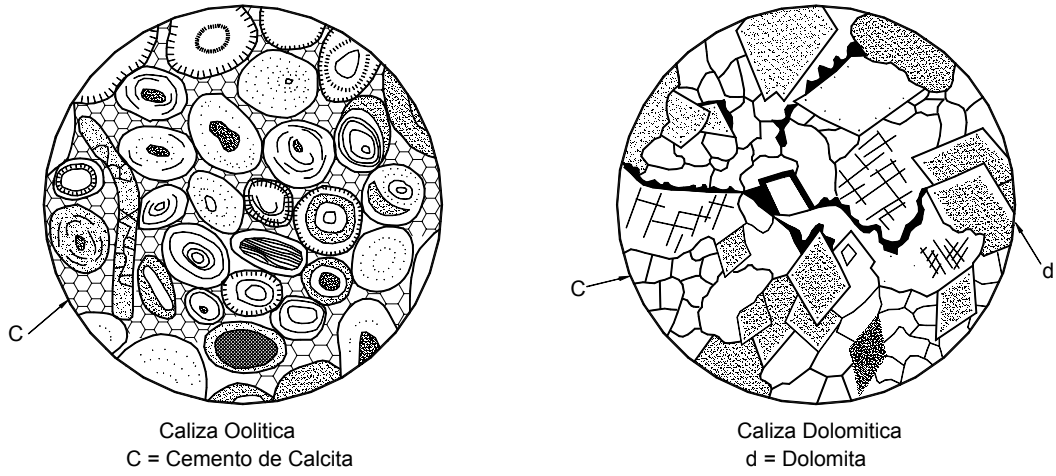


Figura 9.32 Secciones delgadas de caliza vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

En una zona kárstica, la mayoría de la precipitación pluvial se infiltra a través de fracturas y cavernas. Las arcillolitas calcáreas o margas son arcillolitas cementadas con material calcáreo. Las calizas en las cuales la calcita es reemplazada por dolomita, un producto con alto contenido de magnesio, se les llaman dolomitas.

Evaporitas

Las evaporitas incluyen el yeso, la anhidrita y halita. Ellas generalmente están asociadas con las arcillolitas, las limolitas y las calizas, las cuales forman capas de evaporitas.

Deslizamientos en Intercalaciones de Areniscas con Limolitas o Arcillolitas

Los deslizamientos son muy comunes en intercalaciones de areniscas con limolitas o arcillolitas (Figura 9.33). Estos deslizamientos generalmente están relacionados con la diferencia en conductividad hidráulica, la cual facilita la saturación de los mantos de arenisca y la presencia de presiones de agua en el contacto de la arenisca con las rocas menos permeables y menos friccionantes. Es muy común que las areniscas se encuentren intercaladas con lutitas y por esta razón, los deslizamientos en intercalaciones de areniscas y lutitas, son muy frecuentes.

Las Rocas Blandas del Terciario

Khazai y Sitar (2003) afirman que las rocas sedimentarias del Terciario son muy conocidas por su susceptibilidad a los deslizamientos en muchas partes del mundo.

Las rocas sedimentarias blandas, al igual que las formaciones volcánicas, son muy propensas a sufrir deslizamientos en el caso de los sismos, especialmente las areniscas y limolitas, las cuales son muy pobremente cementadas y muy frágiles o físiles (Figura 9.34).

Los mantos de carbón en las lutitas

Las lutitas carbonosas y los mantos de carbón en las rocas sedimentarias arcillosas, contienen gran cantidad de minerales interestratificados de Illita y Esmectita.

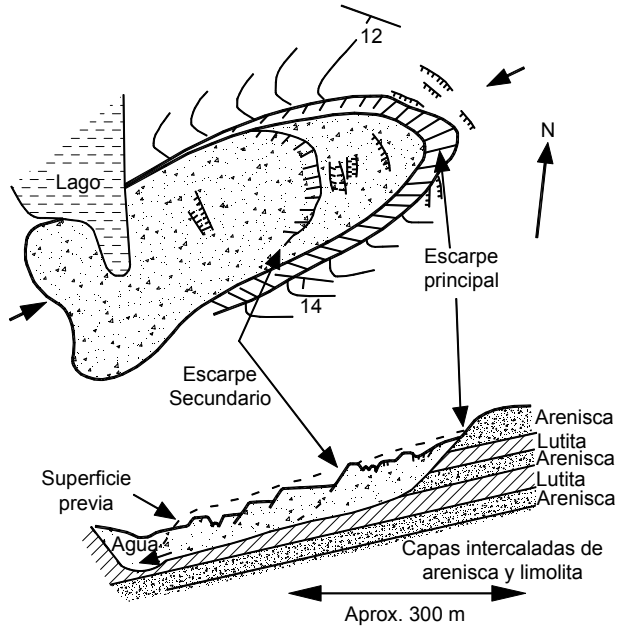


Figura 9.33 Ejemplo de deslizamiento en intercalaciones de mantos de arenisca y de Limolita.

Al tener contenidos altos de Illita y Esmectita, el porcentaje de absorción de agua de estos mantos es muy alto, debido a las características expansivas de estas arcillas. La Esmectita es el mineral que más influencia tiene en el comportamiento a deslizamiento de las formaciones de lutitas carbonosas (Ward y otros, 2005).

A mayor contenido de Esmectita, la resistencia disminuye, debido al bajo ángulo de fricción de estas arcillas (Figura 9.35). Otro aspecto importante de los mantos de carbón, es la facilidad de desintegración a la acción del agua, lo cual afecta la resistencia al cortante. Esta desintegración también es atribuida a la presencia de Esmectita y otros minerales expansivos, que toman las moléculas de agua hacia su estructura cristalina (Moore y Reynolds, 1997).

SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales se formaron "in-situ" por la meteorización mecánica y química de las rocas (Figura 9.36). Estos suelos son muy comunes en las zonas tropicales.

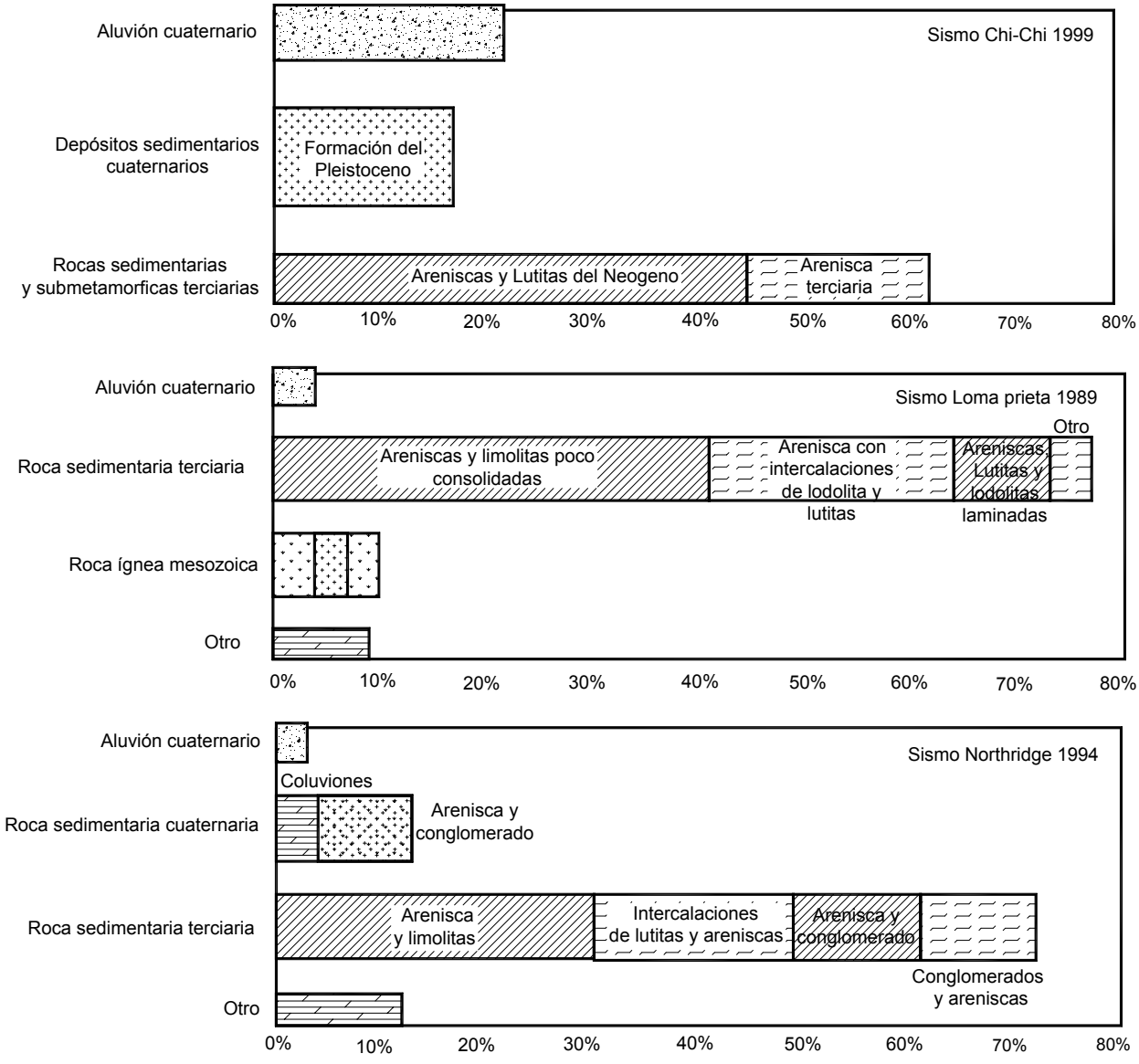


Figura 9.34 Frecuencia de fallas activadas por sismos en diferentes tipos de rocas, de acuerdo al número de deslizamientos (Khazai y Sitar, 2003).

Entre los tipos de suelo residual se encuentran las lateritas y los saprolitos. Las lateritas son suelos rojizos producto de la meteorización de las rocas ígneas y el subsecuente lavado de los materiales más finos, que forman un material gravoso.

Los saprolitos son zonas en las cuales existe la estructura de la roca pero el material se ha meteorizado. La estabilidad de los suelos tropicales es compleja de evaluar. Los deslizamientos son muy comunes en los suelos residuales especialmente, en períodos de lluvias.

Los suelos residuales comúnmente, permiten la infiltración del agua y se pueden activar fácilmente, los deslizamientos. En el capítulo 10 del presente texto se profundiza sobre el tema de los deslizamientos en los suelos residuales.

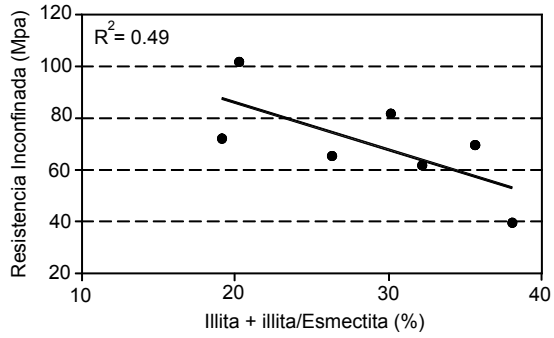


Figura 9.35 Efecto de la presencia de Esmectita e Illita sobre la resistencia de los mantos de carbón (Nuntjaruwong, 2003).

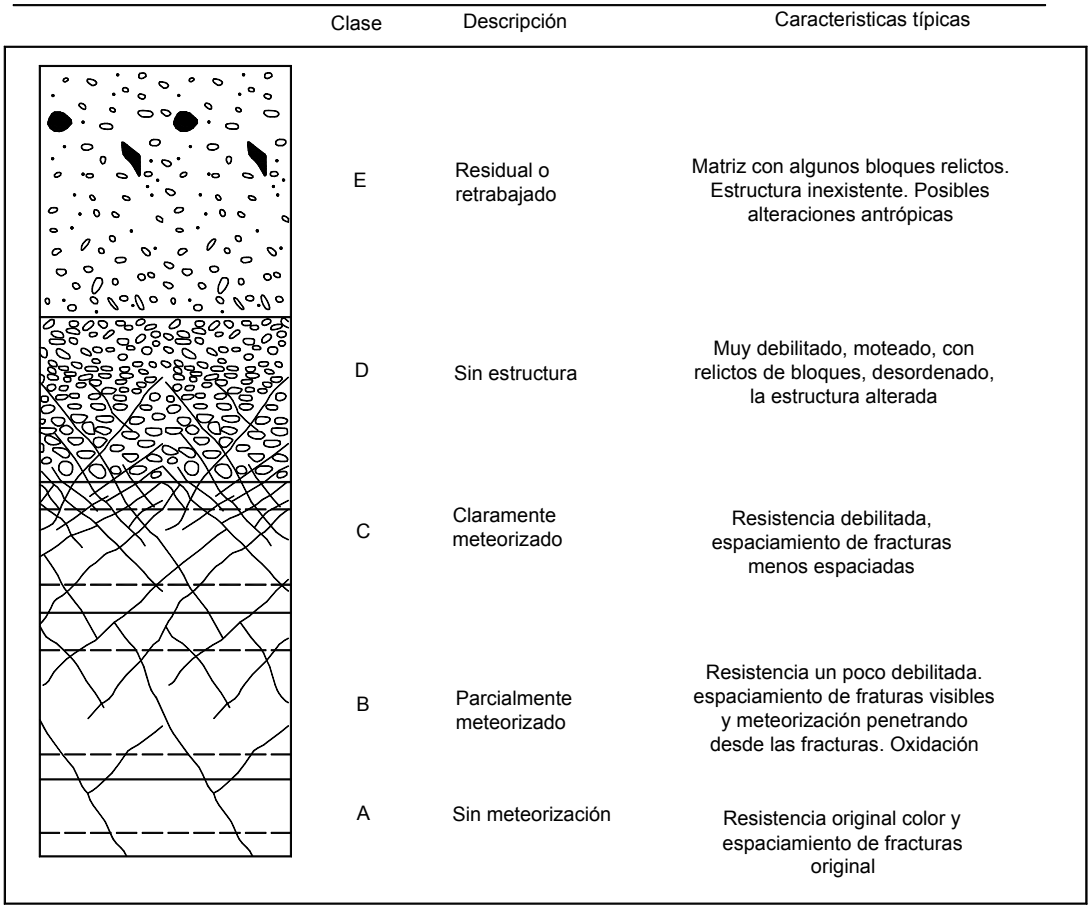


Figura 9.36 Clasificación general de un perfil de roca blanda y suelo residual (Spink y Norbury, 1993).

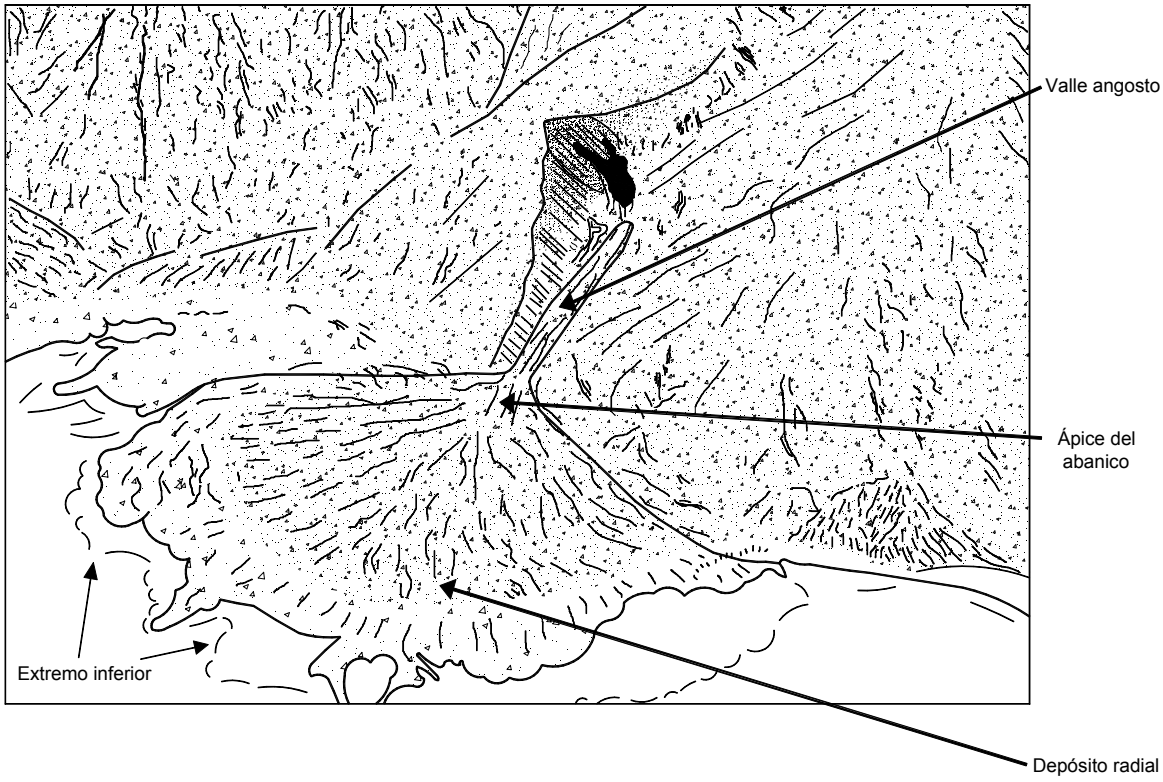


Figura 9.37 Abanico aluvial típico (Modificado del U.S. Geological Survey).

SUELOS ALUVIALES

Los suelos aluviales son depósitos transportados por el agua en movimiento y depositados cuando la velocidad del agua ha disminuido; estos materiales pueden ser de origen fluvial o lacustre y pueden incluir partículas finas, gruesas o entremezcladas.

Los depósitos aluviales generalmente, son estratificados y la permeabilidad en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical. Los depósitos aluviales varían en tamaño desde grandes bloques hasta arcilla coloidal, de acuerdo con la velocidad del cuerpo del agua en que se sedimentaron.

Los depósitos formados por los ríos, se les denomina "fluviales" y los formados en lagos, se les denomina "lacustres". Los suelos fluviales tienden a ser granulares y los suelos lacustres a ser arcillosos; igualmente, los suelos lacustres contienen comúnmente cantidades importantes de materia orgánica.

Los suelos aluviales compuestos por arcilla tienden a ser blandos y los de arena, tienden a ser sueltos. Debido a su poca cementación, los materiales aluviales son propensos a la erosión y a los deslizamientos.

En ocasiones, los suelos aluviales presentan una matriz de arcilla cementando los granos de arena, grava y limos. Estos cementantes son generalmente, óxidos de hierro o arcillas. Los suelos aluviales cementados forman en ocasiones, terrazas altas con niveles freáticos colgados muy susceptibles a los deslizamientos.

Los Abanicos Aluviales

Los abanicos son depósitos aluviales en forma de abanico, comúnmente localizados en un sitio de cambio de pendiente, por ejemplo, donde una corriente de agua hace entrega de una montaña a un valle de menor pendiente (Figura 9.37). La pendiente es más fuerte en el ápice o parte más alta del abanico y va disminuyendo hacia abajo.

La formación de abanicos aluviales está controlada por varios factores entre los cuales se encuentran la tectónica, el clima, el área de drenaje, el relieve y los procesos de erosión y deslizamientos en la cuenca de drenaje. La formación de un abanico aluvial puede incluir varias etapas, desde depósitos de talus hasta flujos de residuos o de lodo (Figura 9.38).

Delta

Un tipo especial de abanico aluvial es el delta, el cual se forma por el depósito aluvial de sedimentos cuando una corriente entrega a otro cuerpo de agua.

SUELOS GLACIALES

Los depósitos glaciales son transportados por los glaciales, los cuales al aumentar la temperatura, se deshielan y forman estos depósitos de suelo de origen glacial. Los depósitos glaciales pueden variar en composición de tamaño de granos, desde grandes cantos hasta las arcillas.

Los glaciales se asemejan a un gran buldózer que empuja los materiales y corta a su vez, el material por debajo del glacial (Abramson y otros, 2002). Como los depósitos glaciales contienen gran de cantidad de bloques y gravas, los valores del ensayo SPT son muy altos y no son un indicador de la densidad del depósito.

Las morrenas son grandes masas de materiales glaciales heterogéneos y poco gradados; se caracterizan por tener bloques de roca de todos los tamaños desde bloques angulares de varios metros, hasta roca fina molida.

Del mismo modo, los tamaños de los bloques, su litología, petrografía y distribución espacial de los bloques son heterogéneas. La gran variabilidad granulométrica de las morrenas, es una de sus características de heterogeneidad.

Las morrenas se forman de la erosión del sub-estrato por debajo del glacial y la desintegración física de estos materiales varía de acuerdo con el ambiente de esquistosidad, arenosidad o contenido calcáreo. Entre mayor distancia ha recorrido el glacial desde su origen, es mayor la mezcla de bloques y materiales.

Las diferencias de comportamiento en las morrenas glaciales, están relacionadas con la estructura interna de la masa en tres dimensiones y las características morfológicas y petrográficas de las partículas que componen el depósito glacial.

Las morrenas se clasifican de acuerdo con las características de la textura, basadas en la distribución de tamaños y formas de los bloques y características de la matriz (Lebourg y otros, 2004).

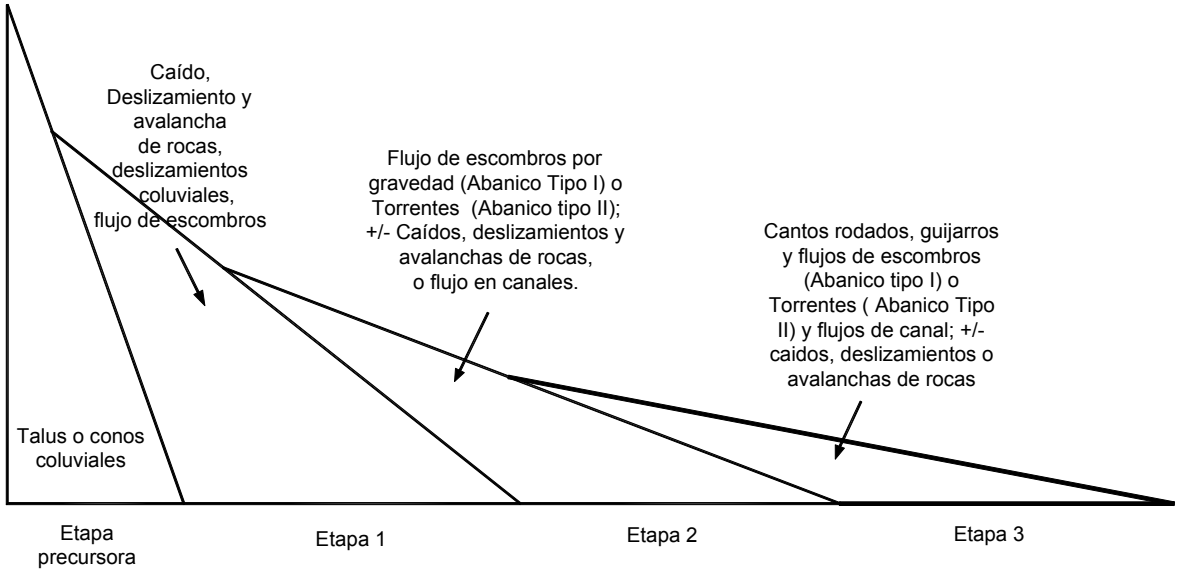


Figura 9.38 Etapas en la formación de abanicos aluviales.

SUELOS EÓLICOS (LOESS)

Los suelos eólicos son transportados por el viento y varían desde dunas de arena hasta loess, que son depósitos de arena fina y limos. Generalmente, tienen muy poca vegetación y los materiales son muy ricos en cuarzo y poco densos.

El principal problema de los depósitos eólicos es la erosión. El loess se erosiona fácilmente y muchos flujos de detritos ocurren en las zonas de loess (Derbyshire y otros, 2000; Jefferson y otros, 2003).

Muchos deslizamientos de gran tamaño se han presentado en suelos de loess activados por sismos, los cuales han causado grandes catástrofes, debido a su gran distancia de transporte y alta velocidad; las investigaciones realizadas muestran que estos deslizamientos son producidos por la generación de presiones en el agua de los poros y no por presiones en el aire interno (Zhang y Wang ,2007).

Ishihara y otros, (1990) investigando un deslizamiento de gran magnitud en la República de Tajikistán, concluyeron que los deslizamientos en loess ocurren debido a la alta colapsibilidad y porosidad de los depósitos eólicos.

Con frecuencia, ocurren deslizamientos en loess, debido al lavado de cementantes y formación de túneles internos como se muestra en la figura 9.39. El material de cementación del loess por lo general es carbonato de calcio, que se disuelve fácilmente en agua. Una vez disuelto el cementante se puede producir el flujo del material suelto.

SUELOS ORGÁNICOS

Son depósitos de materiales orgánicos y depósitos de turba o material orgánico que no se ha descompuesto totalmente, debido a su alto contenido de agua. Los depósitos orgánicos en ocasiones se encuentran estratificados con otros materiales tales como limos o arenas o entremezclados con arcilla.

Estos materiales son muy problemáticos para la ejecución de excavaciones por su muy baja resistencia al cortante. Es común que los materiales orgánicos fluyan al realizar excavaciones o se licúen en los eventos sísmicos. Los suelos orgánicos son muy susceptibles a los deslizamientos.

COLUVIONES

Composición de un Coluvión

Bates y Jackson (1980) definen un coluvión como una masa incoherente de materiales sueltos y heterogéneos, de suelo o fragmentos de roca depositados por lavado de la lluvia, reptación o deslizamiento, los cuales comúnmente se depositan en la base de las laderas. El coluvión típico es una mezcla de fragmentos angulares y materiales finos.

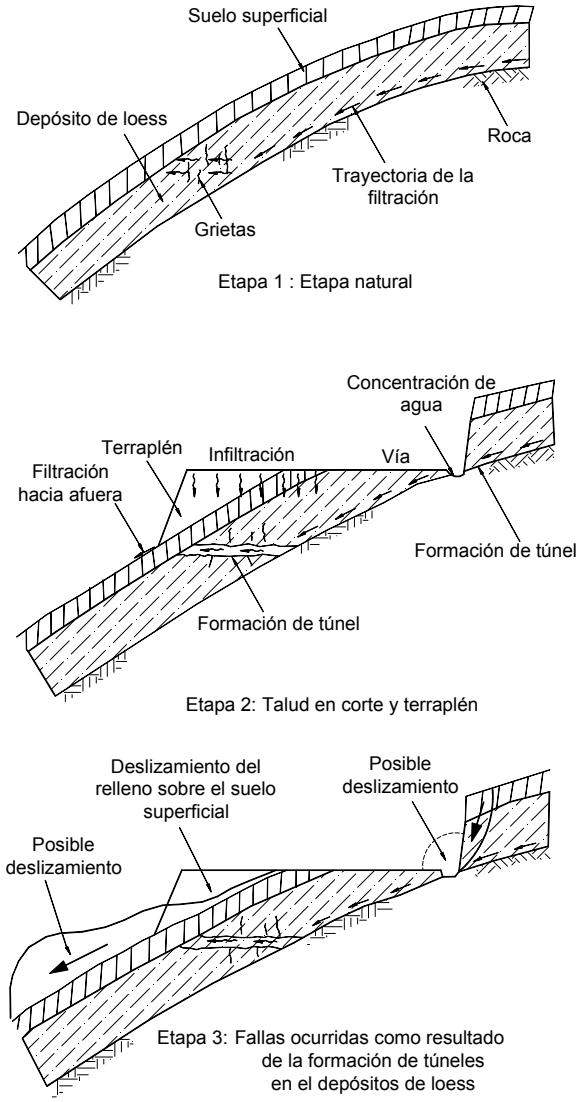


Figura 9.39 Diagrama esquemático de un deslizamiento en loess debido a la formación de túneles internos (Evans, 1977).

Los coluviones generalmente consisten en mezclas heterogéneas de suelo y fragmentos de roca que van desde partículas de arcillas, hasta rocas de varios metros de diámetros; se les encuentra a lo largo de las partes bajas de los valles o a la mitad de talud, formando áreas de topografía ondulada, mucho más suave que la de las rocas que produjeron los materiales del coluvión.

El coluvión es un material derivado de la descomposición de las rocas, que ha sido transportado ladera abajo por la fuerza de gravedad. Puede variar en composición desde un conglomerado de bloques sin matriz, hasta una masa de material fino o con sólo algunos bloques (Figura 9.40).

Los suelos coluviales son un sub-producto de otros materiales como lutitas, arcillolitas, lodolitas, limolitas, etc. (Ingrim, 1953; Spears y Taylor, 1972; Dick y Shakoor, 1995). Igualmente una gran cantidad de coluviones están relacionados con estratificaciones de areniscas, limolitas y arcillolitas en capas delgadas.

En las zonas sujetas a glaciación, los coluviones pueden ser depósitos producto de los movimientos de los glaciales y pueden formar masas gigantescas de materiales depositados en diferentes épocas con superficies de depositación claramente definidas.

La mayor parte de la superficie en las zonas de suelos residuales, está cubierta de una u otra forma, por coluviones de diferente espesor. Su espesor puede variar desde unos pocos centímetros a más de 20 metros. Los coluviones se les encuentran muy relacionados con los suelos residuales, especialmente, como abanicos coluviales en el pie de las laderas y en la literatura técnica, se les agrupa dentro de los materiales residuales.

Debe distinguirse entre coluviones secos y coluviones saturados, siendo por lo general, arcillosos los segundos y de comportamiento friccionante, los primeros. Generalmente, en los coluviones se producen corrientes de agua sobre la interface entre el coluvión y el material de base.

Los coluviones se comportan de forma similar al suelo residual y en ocasiones, es difícil diferenciarlos, especialmente cuando sólo se dispone de información de sondeos (Brand, 1985).

Es común encontrar coluviones que abarcan áreas de varios kilómetros cuadrados y que presentan varios movimientos relativos diferentes dentro de la gran masa coluvial.

Talus

Dentro de los coluviones es importante definir el término de talus. Bates y Jackson (1980) define talus como los fragmentos de roca de cualquier tamaño o forma (usualmente gruesos y angulares) derivados de/y apoyados sobre la base de laderas de pendiente muy alta.

Estos talus son conformados por bloques de roca depositados por la gravedad, especialmente por caídos de roca. Después de caer, los fragmentos se acumulan formando una especie de depósito angular en el pie de la ladera.

Con frecuencia, las montañas que producen los talus no son rectas sino que contienen una serie de entradas que tienden a concentrar las partículas de roca, para formar una especie de tobogán o un depósito en forma de cono, con una base ancha y un ápice, localizado en el canal de origen de los materiales.

Los fragmentos de talus pueden variar en tamaño para incluir bloques mayores de 10 metros de diámetro. Generalmente, los fragmentos grandes se localizan en el pie del talus y los pequeños, en su ápice.

El máximo ángulo que forma el talus, se denomina "ángulo de reposo". Generalmente estos ángulos varían entre 34 y 37 grados, pero en ocasiones, pueden alcanzar valores superiores a 45 grados.

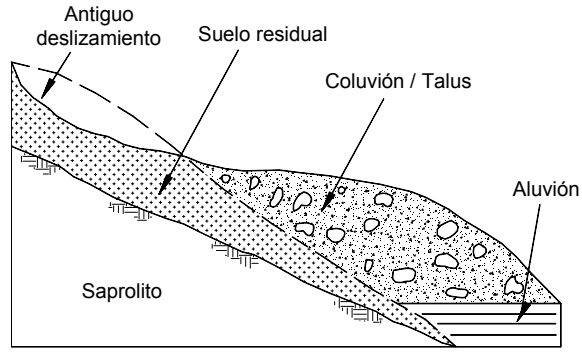


Figura 9.40 Depósito de Coluvión típico (Abramson y otros, 2002).

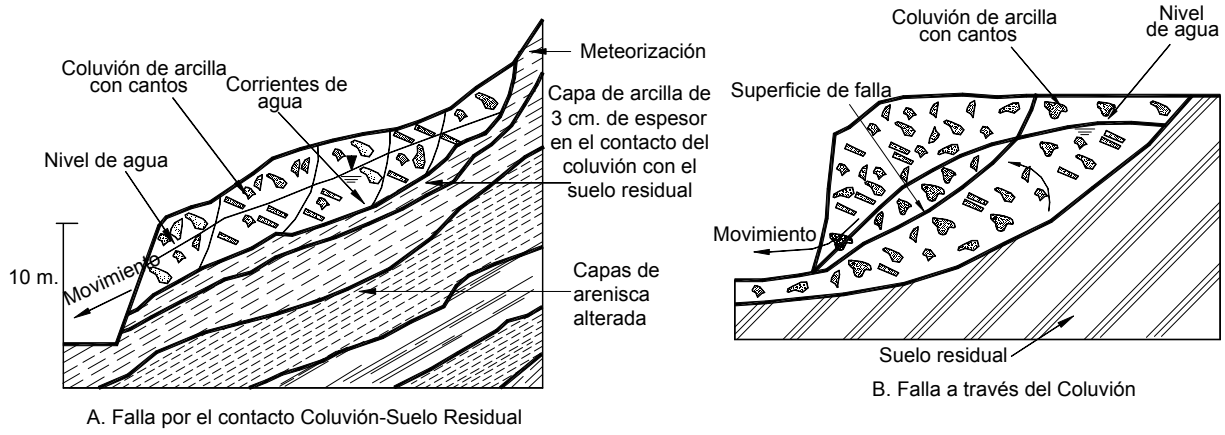


Figura 9.41 Falla en Coluviones.

Deslizamientos en Coluviones

Susceptibilidad a los movimientos

Los suelos coluviales o coluviones son depósitos de ladera, producto de desprendimientos o deslizamiento de roca o suelo, erosión, o actividad biológica y son materiales muy susceptibles a los deslizamientos. La presencia de coluviones es un indicativo de la inestabilidad de una región, así mismo, es una evidencia de que han ocurrido deslizamientos en el pasado (Abeykoon, 2000).

Es muy frecuente que los coluviones generen deslizamientos en las vías al ser cortados por éstas, o que el alineamiento de la vía pase sobre un coluvión en movimiento. Los deslizamientos de coluviones se refieren a deslizamientos que ocurren en el sistema Cuaternario, en masas sueltas acumuladas (Adib, 2000).

Generalmente, están caracterizados por su composición suelta, gran porosidad y permeabilidad relativamente alta, con base en la composición de la masa del coluvión. Debido a sus fronteras complejas, a los cambios dinámicos y a la composición de la masa, los patrones de deformación y deslizamiento son diferentes que para otro tipo de suelos (Brand, 1981; Mair, 1993).

Un coluvión arcilloso saturado se encuentra generalmente en equilibrio límite y cualquier excavación puede iniciar un movimiento.

Se han reportado casos en los cuales aparece material menos arcilloso en el contacto coluvión - roca, pero experiencias en Colombia, muestran perfiles con material más permeable (menos arcilloso), arriba del contacto con una capa delgada de arcilla depositada exactamente sobre la interfase. Las superficies de falla pueden coincidir con el contacto coluvión - suelo residual o pueden ocurrir fallas a través del coluvión (Figura 9.41).

Los coluviones son muy susceptibles a sufrir fenómenos de licuación en sismos debido a su baja cohesión. Ocasionalmente, los deslizamientos de coluviones pueden exceder velocidades de tres metros por segundo y se les clasifica como avalanchas. Los deslizamientos de coluviones también pueden clasificarse como flujos de lodo o torrentes de residuos (Varnes, 1978).

Espesor de los deslizamientos

Existen dos tipos de deslizamientos en coluviones así:

- *Deslizamientos poco profundos:* Estos deslizamientos de poco espesor son de respuesta relativamente rápida y ocurren al saturarse los coluviones durante una lluvia intensa. Generalmente, son rotacionales y ocurren en pendientes mayores a 26° y con mantos de roca a poca profundidad. Campbell, (1975) afirma que se requiere que haya una pendiente alta y que la humedad en el coluvión sea mayor que el límite líquido del suelo.

Se necesita que la infiltración sea superior a la capacidad de transmisividad interna del agua de tal forma, que aumente la presión de poros y disminuya la resistencia al cortante (Shakoor y Smithmyer, 2005).

- *Deslizamientos profundos:* Generalmente, son movimientos de gran magnitud, relativamente lentos y de respuesta demorada. Ocurren en períodos prolongados de lluvia y se generan movimientos internos relativos entre las diversas masas dentro del coluvión principal.

Características de los movimientos

Los movimientos de los coluviones presentan detalles de deformación que se rigen por criterios muy diferentes a los de otros tipos de deslizamiento.

En los coluviones de gran tamaño, las curvas desplazamiento – tiempo, generalmente son una onda aleatoria en el tiempo y en los desplazamientos al igual que las velocidades, y con frecuencia, muestra cambios abruptos debido a los niveles de agua subterránea o cargas externas (Kegian y Sijing, 2006).

Con estos cambios abruptos en la velocidad y los desplazamientos, la estabilidad real del talud no puede representarse de forma precisa (Tabla 9.20). Los desplazamientos del talud incluyen la deformación por deslizamiento, la deformación por compresión, la deformación plástica y la deformación por reptación dependiendo de la formación del movimiento, esto puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$U_i = U_{si} + U_{pi} + U_{ei} + U_{ci}$$

Donde:

U_i = Deformación de la superficie del talud.
U_{si} = Deformación debida al deslizamiento sobre la superficie de falla.
U_{pi} = Deformación a compresión de la masa del coluvión.
U_{ei} = Deformación plástica.
U_{ci} = Deformación por reptación o "Creep".

Partes y etapas del deslizamiento en un coluvión

En movimientos de coluviones de gran magnitud, ocurren variaciones en el desplazamiento y la velocidad. Debido a la falta de simetría y a la diferencia de esfuerzos en las diferentes zonas, las deformaciones no son uniformes en toda la masa (Figura 9.42). El movimiento se puede separar en dos zonas así:

- ***Zona Activa.*** Es la zona dinámica que acciona el deslizamiento y controla la activación de los movimientos. Cuando en la zona activa los esfuerzos son superiores a la resistencia del suelo, se generan desplazamientos y se presiona la zona pasiva.

- ***Zona Pasiva.*** La zona pasiva se resiste al movimiento y es teóricamente, más estable que la zona activa. Esta zona recibe los esfuerzos de compresión generados por la zona activa. En este proceso, el módulo de deformación E_s aumenta. Cuando la resistencia al cortante es superada por los esfuerzos en la zona pasiva, se genera el movimiento general del coluvión y se forma una zona de corte plástico dentro de la masa. (Figura 9.42)

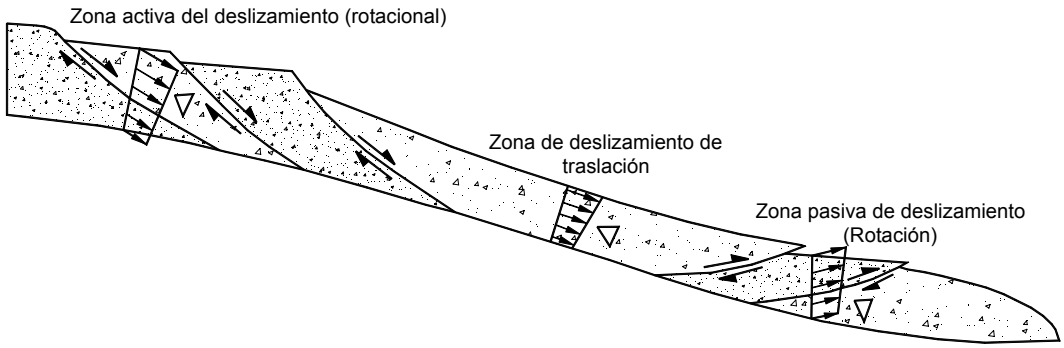


Figura 9.42 Vectores de desplazamiento en los diferentes sectores de un coluvión (Kegian y Sijing, 2006).

Fotografía 9.3 Deslizamientos en coluviones con matriz de arcilla.

Generalmente, la zona pasiva se encuentra en la parte baja del movimiento y la zona activa en el sector alto. Sin embargo, en ocasiones la zona pasiva se encuentra en la parte alta detrás de la zona activa y se genera un estado de tensión debido al movimiento de la zona activa.

Las diferentes zonas de estabilidad son una consecuencia de las fuerzas internas y externas y pueden ser definidas espacialmente. Todas las propiedades mecánicas de la masa afectan el comportamiento del coluvión y la combinación de las diversas acciones relacionadas con esas propiedades se reflejan en las características dinámicas del movimiento en cualquier etapa.

A medida que ocurren los cambios de esfuerzos dentro del coluvión, se forma una zona continua de deslizamiento plástico a lo largo de la superficie que tiene la menor resistencia.

Cuando los esfuerzos de cortante exceden la resistencia a lo largo de toda la superficie, el talud ya no se encuentra en equilibrio y se forma la zona plástica de corte o superficie de falla (Chen y Zhang, 1986).

Calcular un factor de seguridad, utilizando métodos de equilibrio límite, no es representativo del comportamiento del talud y deben elaborarse modelos que reflejen el comportamiento elasto-plástico de la masa de coluvión.

Tabla 9.20 Comportamiento cinemático de los deslizamientos en coluviones en Xintan, China (Modificado de Kegian y Sijing, 2006).

Etapa del Deslizamiento	Estado de Estabilidad	Movimiento
Etapa de Reptación (antes de 1979)	No existía plano de falla. Factor de seguridad 1.10 a 1.05.	Deformaciones y grietas superficiales de reptación.
Etapa de Compresión.	Los campos de esfuerzos se van ajustando a medida que el talud se deforme. Factor de Seguridad 1.05 a 1.00. Se presentan algunos movimientos aislados sobre la superficie de falla potencial. Tendencia a la falla progresiva.	Deformaciones de compresión y de reptación. Desplazamientos relativamente pequeños. Grietas de extensión relativamente continuas y fisuras en ambos lados del talud. Algunas deformaciones en sectores de la superficie de falla.
Etapa Primaria de Deslizamiento. (1983 a 1984)	Los desplazamientos se transforman en una tendencia a movimiento general. La superficie de falla es continua. Factor de Seguridad 1.00 a 0.90.	Deformaciones de compresión y de deslizamiento de la masa como un todo. Poco a poco se va definiendo en superficie el área total de movimiento.
Etapa de Deslizamiento. (1984 - 1985)	En la superficie de falla se forma completamente y la masa se desliza. Factor de seguridad menor a 0.90.	Se presenta levantamiento en la parte inferior del deslizamiento y hundimiento en la parte superior. La masa se desliza a mayor velocidad.
Etapa de Consolidación. (Después de 1986)	Los movimientos disminuyen y el centro de gravedad del talud desciende. Factor de seguridad mayor de 1.10.	Se presentan deformaciones de compresión por la consolidación. Agrietamiento superficial. La geomorfología es la de un deslizamiento.

Las fallas de los coluviones generalmente presentan dos etapas así:

- En la primera etapa, se produce un deslizamiento rotacional o translacional, bien sea por la base del coluvión o formando una línea a través de éste.

- En la segunda etapa se produce un flujo de la masa removida. Esto produce un escarpe en la corona del movimiento inicial y una longitud larga de flujo hasta la zona de nueva depositación del coluvión.

Factores que Afectan la Estabilidad de los Coluviones

Sidle y otros (1985) identificaron cinco factores naturales que afectan la estabilidad de las laderas en coluviones, pero la experiencia en los últimos años, ha demostrado que existe un número mucho mayor de factores, algunos de los cuales se indican a continuación:

a. Tipo de material de suelo

Dentro de un determinado coluvión, la gradación de las partículas y la densidad varían con la profundidad, siguiendo un patrón irregular a través de la extensión del depósito. El tipo, la gradación y propiedades de los suelos afectan el comportamiento de éstos en relación con sus características hidrológicas y mineralógicas, las cuales pueden controlar la resistencia al cortante. Los coluviones de suelos granulares se comportan en forma diferente a los coluviones en suelos arcillosos.

b. Estructura de soporte

Es de suprema importancia determinar si la resistencia al cortante, es controlada por la fábrica de los clastos o si el porcentaje de matriz es muy alto y es ésta la que controla el comportamiento (Figura 9.43). Los coluviones clasto-soportados generalmente, son más estables que los matriz-soportados.

c. Contenido de arcilla, humedad y límite líquido

Un factor muy importante es el contenido de arcilla. Los coluviones arcillosos tienden a tener mayor cohesión y al mismo tiempo mayor espesor. Los coluviones arcillosos tienden a fluir al aumentar su contenido de agua, especialmente, cuando éste se acerca al límite líquido.

Por esta razón es importante comparar la humedad del coluvión en su estado saturado con el valor del límite líquido para poder determinar la posibilidad de ocurrencia de flujos de lodos.

Ellen y Fleming (1987) proponen la determinación de un índice de movilidad.

$$AMI(Indice\ de\ movilidad) = \frac{Humedad\ del\ suelo\ saturado}{Límite\ Líquido}$$

Generalmente, los coluviones arcillosos tienen baja permeabilidad, pero alta porosidad y acumulan grandes cantidades de agua. Dichos suelos tienen relaciones de vacío muy grandes que generan con facilidad humedades superiores al límite líquido; Esta característica hace que éstos materiales sean muy susceptibles a flujo y a licuefacción en los eventos sísmicos.

Turner (1996) indica que ésta licuefacción es casi instantánea y ocurre a muy bajas deformaciones, lo cual hace que un evento sísmico pequeño pueda producir un deslizamiento o flujo de tamaño importante en un coluvión.

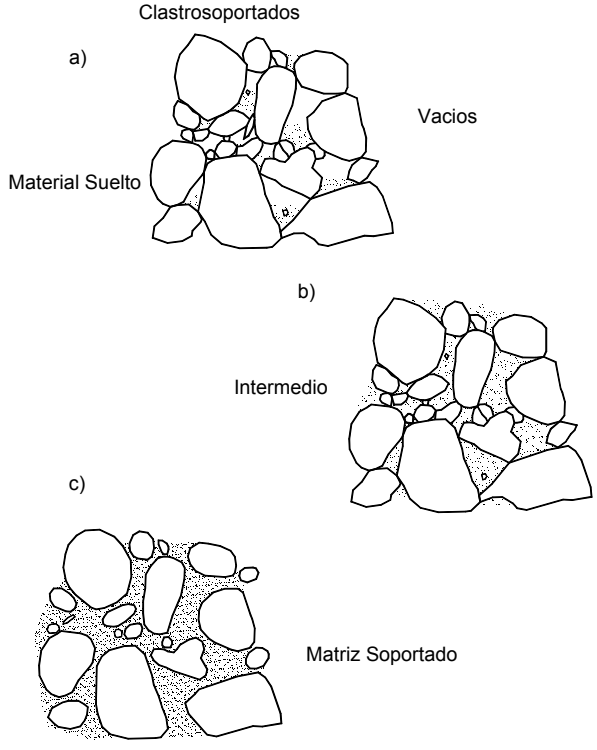


Figura 9.43 Clasificación de los coluviones por la estructura de soporte.

d. Permeabilidad
Los coluviones granulares aunque porosos, tienden a ser mucho más permeables y su drenaje en el caso de las lluvias, mucho más fácil. Por esta razón, aunque se trate de suelos granulares, la ocurrencia de licuefacción es menos común y al ser más densos y tener menor relación de vacíos, tienden a movilizarse más lentamente.

e. Presencia de Grietas
Las grietas en los coluviones tienden a canalizar el agua infiltrada hacia ciertas áreas seleccionadas, permitiendo la ocurrencia de deslizamientos relativos de acuerdo con los patrones de agrietamiento.

Los agrietamientos en los coluviones son muy comunes, debido generalmente, a que la base de ellos tiende a deslizarse más fácilmente que la cima y la generación de movimientos relativos es muy frecuente.

f. Geomorfología
Incluye sus características geológicas, tectónicas, pendiente y forma de los coluviones. La forma de la superficie de los coluviones afecta su comportamiento. Si el coluvión posee pendiente baja o si se permite el empozamiento del agua, se puede facilitar su infiltración y de esa forma, aumenta su movilidad.

Los coluviones de alta pendiente generalmente poseen una fábrica de grandes bloques y son frecuentemente, más estables que los coluviones arcillosos que poseen pendientes menores.

g. Horizontes estratigráficos
Los coluviones generalmente tienen horizontes estratigráficos que representan cambios en las ratas de depositación. Por ejemplo, largos periodos de inestabilidad pueden producir el desarrollo de horizontes orgánicos que luego son cubiertos durante periodos de depositación intensa.

Estos horizontes pueden ser observados fácilmente en las excavaciones pero son difíciles de detectar en sistemas convencionales de perforación.

h. Superficies internas de cortante
Las lutitas y otras rocas blandas generalmente producen coluviones de grano fino con proporciones altas de arcilla.

El movimiento lento de reptación del coluvión produce un alineamiento de los granos de minerales y la creación de numerosas y microscópicas superficies de cortante. Estas superficies reducen de forma significativa, la resistencia al cortante de los materiales coluviales.

i. Superficie de basamento
La superficie de base del coluvión puede ser una roca que forma un plano de estratificación uniforme o puede ser una superficie irregular con canales internos.

Estos canales en la base del coluvión afectan su estabilidad al concentrar las corrientes de agua. Las superficies de basamento liso facilitan el deslizamiento del coluvión sobre su base. (Dietrich y otros, 1986).

j. Espesor
La velocidad de los movimientos en los coluviones depende de su espesor. Los coluviones de gran espesor, generalmente, producen deslizamientos profundos, relativamente lentos, mientras los coluviones de poco espesor, producen deslizamientos someros de mayor velocidad (Figura 9.44).

k. Hidrología
La lluvia intensa es uno de los mecanismos más comunes de activación del deslizamiento en coluviones. Si el coluvión es permeable, se requiere de lluvias de gran intensidad para que al saturarse, se deslicen. Los coluviones de materiales granulares se afectan muy poco por las lluvias de poca intensidad.

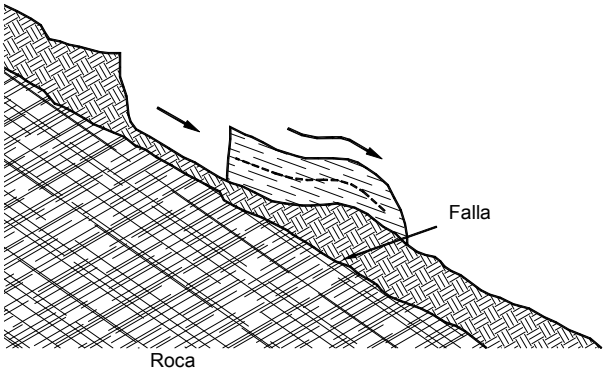


Figura 9.44 Deslizamientos de coluviones arcillosos someros.

Por el contrario si los coluviones son arcillosos y de baja conductividad hidráulica (no poseen grietas ni ductos permeables), se requiere que las lluvias tengan períodos grandes de duración, o que sea la lluvia acumulada de varios días o meses sea suficiente para generar la saturación.

En los coluviones arcillosos la intensidad de las lluvias no es un factor determinante. Las características hidrogeológicas son muy importantes. Estas características varían de acuerdo al tipo de coluvión, especialmente la recarga de agua, su capacidad de acumulación y las ratas de evapotranspiración.

El agua puede concentrarse en ciertos sitios dentro del coluvión, formando bolsas de agua y la presencia de canales internos en la base del coluvión puede generar corrientes o áreas de acumulación en la base.

Las diferencias de permeabilidad representan un papel muy importante en las acumulaciones de agua dentro del coluvión. Parte del agua acumulada en el coluvión puede provenir no directamente de la lluvia sino de afloramientos de agua internos de la roca debajo o lateralmente al coluvión.

l. Cobertura vegetal

Los coluviones son afectados en forma positiva por el refuerzo de los sistemas de raíces y la pérdida de esta resistencia, cuando se deterioran las raíces debido a la deforestación puede producir grandes deslizamientos.

Los sistemas de plantas pueden incrementar la estabilidad de los taludes en altas pendientes. El efecto es el agrupar las partículas, en tal forma que estas solo puedan moverse en forma integrada, formando una gran masa. En ocasiones las raíces de la vegetación anclan el coluvión a la roca subyacente, especialmente en coluviones de poco espesor.

m. Sismicidad

La sismicidad es un factor importante en la activación de muchos tipos de deslizamiento, especialmente en los coluviones. Los coluviones como se indicó anteriormente, tienen un alto potencial de licuefacción, debido a su poca cohesión y a la falta de confinamiento por sus taludes de alta pendiente.

REFERENCIAS CAPÍTULO 9

Abeykoon A.W.W. (2000) "Geological factors influencing the Naketiya Landslide" 8th international Symposium on Landslides Cardiff . pp. 1-6.

Abramson L.W. (1996) "Engineering geology Principles". Slope stability and stabilization methods. Wiley-interscience.pp. 60-106.

Abramson L.W., Lee T., Sharma S., Boyce G. M., (2002). " Slope Stability and Stabilization Methods". John Wiley and Sons, New York, 712 p.

Adib ME (2000) "Slope failure in weathered claystone and siltstone". J Geotech Geoenviron Eng 126:787–792

Attewell P.B., Farmer I.W. (1976) "Principles of engineering geology". Chapman and Hall. John Wiley & Sons, New York. 1045 p.

Barton N. R., Lien R., Lundle J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support" . Rock Mechanics, 6, pp. 189–239.

Bates, R.L, Jackson J.A., (1980). "Glossary of Geology", 2nd ed. American Geological Institute, Falls church, Va., 751 pp.

Beniawsky Z.T. (1989). "Engineering Rock Mass Classifications". Wiley, New York.

Blyth, F.G.H., Freitas, M.H. (1984) "A Geology for Engineers", Edward Arnold, London. 325p.

Bommer, J.J., Rodríguez, C.E., (2002). "Earthquake-induced landslides in Central America". Engineering Geology 63, 189–220.

Brand EW (1981) "Some thoughts on raininduced slope failure". In: Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Londen, vol 3, pp 374–376

Brand, E.W. (1985). "Predicting the performance of residual soil slopes". In Proc., 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 5, pp. 2541-2578.

Campbell, R.H., (1975). "Soil slips, debris flows, and rainstorms in the Santa Monica Mountains and vicinity, Southern California". U.S. Geological Survey Professional Paper 851, 1 – 20.

Chen L, Zhang M (1986) "Major landslides along the Yangtze River, China". In: Abstract, AEG National Meeting, San Francisco, p 46

Crosta G.B. Imposimato T, S., Roddeman D., Chiesa S., Moia F. (2005) "Small fast-moving flow-like landslides in volcanic deposits: The 2001 Las Colinas Landslide (El Salvador)". Engineering Geology 79 , pp. 185–214.

Deere D.U., Patton F.D, (1971). " Slope Stability in Residual Soils", Proc, 4th Pan. Am. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Report, Vol. 1, pp. 88 – 171.

Del Potro Rodrigo, Hürlimann Marcel (2008) "Geotechnical classification and characterization of materials for stability analyses of large volcanic slopes" Engineering Geology 98 pp. 1–17.

Derbyshire, E., Meng, X.M., Dijkstra, T.A., (2000). "Landslides in the Thick Loess Terrain of North-West China". John Wiley & Sons, Ltd, Chichester. 288 pp.

Dick, J.C., Shakoor, A., (1995). "Characterizing durability of mudrocks for slope stability purposes". Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology 10, (121–130 pp.).

Dietrich, W.E., C.J. Wilson, Reneau S.L.. (1986). "Hollows, Colluvium and Landslides in Soil-Mantled landscapes. In Hillslope processes" (A. Abraham, ed.), 16th Annual geomorphology Symposium, Binghampton, N.Y., Allen and Unwin Ltd., Winchester, Mass., pp. 361-388.

Dinçer, I., Acar, A., Çobanoglu, I., Uras, Y., (2004). "Correlation between Schmidt hardness, uniaxial compressive strength and Young's modulus for andesites, basalts and tuffs". Bulletin of Engineering Geology and the Environment 63 (2), 141–148.

Donnelly L.J. (2007) "Engineering geology of landslides on the volcanic island of Montserrat, West Indies" Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 40, pp. 267–292.

Dwivedi R.D., Goel R.K., Prasad V.V.R., Sinha A. (2008) "Thermo-mechanical properties of Indian and other granites" International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45 , pp. 303–315.

Eberhardt E. (2007). "Structurally controlled failure & kinematic admissibility". Geotechnical Engineering Practice and Design, Lecture 3, US Geological Engineering. EOSC 433.

Ellen, S.D., Fleming R.W.. (1987). "Mobilization of Debriss flows from soil slips, San Francisco bay region, California. In Debris flows/avalanches: Process, Recognition, and mitigation" (J.E. Costa and G.F. Wieczorek, eds.) , Review in engineering geology, Vol. 7, Geology Society of America, Boulder, Colo., Pp. 31-40.

Esposito, L., Guadagno, F.M., (1998). "Some special Geotechnical properties of pumice deposits". Bulletin of Engineering Geology and the Environment 57, 41– 50.

Evans G. L., (1977). "Erosion Tests on Loess Silt-Banks Peninsula, New Zealand", Proceedings of 9th International Conference SMFE, Tokyo.

Evans, S.G., Hungr O.,Clague, J.J., (2001) "Dynamics of the 1984 rock avalanche and associated distal debris flow on Mount Cayley, British Columbia, Canada; implications for landslide hazard assessment on dissected volcanoes". Engineering Geology 61 pp.29-51.

Fairchild, L.H., (1987). "The importance of lahar initiation processes". In: Costa, J., Wieczorek, G.F. (Eds.), Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation. Reviews in Engin. Geol., vol. 7. Geol. Soc. Am., Boulder, CO, pp. 51– 61.

Frattini P., Crosta G. B., Fusi N., Negro P. D. (2004) "Shallow landslides in pyroclastic soils: a distributed modelling approach for hazard assessment" Engineering Geology 73 pp. 277–295.

Geotechnical Control Office, (1984). "Prediction of Soil Suction for Slopes in Hong Kong" 243p.

Gonzalez de Vallejo L.I., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C. (2002). "Ingeniería Geológica". Prentice Hall,España, pp.230 – 233.

Grim R.E.(1962) "Applied clay mineralogy". Mc Graw-Hill Book Co., Inc, New York.

Hayashi, J.N., Self, S., (1992). "A comparison of pyroclastic flow and debris avalanche mobility". Journal of Geophysical Research, B, Solid Earth and Planets 97 (6), 9063– 9071. 10.

Hoek, E., Brown, E.T., (1997). "Practical estimates of rock mass strength". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34 (8), 1165–1186.

Ingrim, R.L., (1953). "Fissility of mudrocks". Geological Society of America Bulletin 65, 869– 878.

Ishihara, K., Okusa, S., Oyagi, N., Ischuk, A., (1990). "Liquefaction induced Flow slide in the collapsible loess deposit in Soviet Tajik". Soils and Foundations 30 (4), 73–89.

Jefferson, I.F., Evstatiev, D., Karastanev, D., Mavlyanova, N.G., Smalley, I.J., (2003). "Engineering geology of loess and loess-like deposits: a commentary on the Russian literature". Engineering Geology 68, pp. 333–351.

Jiao J. J., Wang X., Nandy S. (2005) "Confined groundwater zone and slope instability in weathered igneous rocks in Hong Kong" Engineering Geology 80 , pp. 71–92.

Keefer D. K. ,, Wartman J. , Navarro C. , Rodriguez-Marek A., Wieczorek G. F. (2006) "Landslides caused by the M 7.6 Tecomán, Mexico earthquake of January 21, 2003". Engineering Geology 86 pp. 183–197.

Kenney, T.C., (1967). "Influence of Mineralogical Composition on the Residual Strength of Natural Soils". Proc., Oslo Geotech. Conf. Shear Strength of Natural Soils and Rocks, Oslo, vol. 1, pp. 123–129.

Kegiang H., Sijing W. (2006) "Double-parameter threshold and its formation mechanism of the colluvial landslide: Xintan landslide, China". Environmental Geology 49 pp. 696–707.

Khazai B., Sitar N. (2003) "Evaluation of factors controlling earthquake-induced landslides caused by Chi-Chi earthquake and comparison with the Northridge and Loma Prieta events" Engineering Geology 71, pp.79–95.

Lebourg, T., Riss. J., Pirard. E., (2004) "Influence of morphological characteristics of heterogeneous moraine formations on their mechanical behavior using image and statistical analysis". Engineering Geology 73 pp.37-50.

Legros, F., (2001). "The mobility of long runout landslides". Engineering Geology 63, pp 301– 331.

Little A. L.,(1969). " The Engineering Classification of Residual Tropical Soils", Proceedings of the specialty Session on the Engineering Properties of Alteration Soils,Vol 1, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, pp. 1-10.

Lupini, J.F., Skinner, A.E., Vaughan, P.R., (1981). "The drained residual strength of cohesive soils". Geotechnique 31, pp. 181–213.

Maeda, T., Takenaka, H., Warkentin, B.P., (1977). "Physical properties of allophane soils". Advances in Agronomy 29, 229– 264.

Mair RJ (1993) "Developments in geotechnical engineering research. In: Application to tunnels and deep excavation". In: Proceedings of the institution of civil engineers, London, vol 93, pp 30–37

Marinos, P., Hoek, E., (2000). "GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation", Proceedings of the GEOENG 2000 Conference, Melbourne, Australia.

Mesri, G., Cepeda-Diaz, A.F., (1986). "Residual strength of clays and Shales". Geotechnique 36, pp. 269–274.

Mitchell, J.K. (1976) "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons. New York. 422 pp.

Moore, D.M., Reynolds Jr., R.C., (1997). "X-ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals", 2nd edition. Oxford University Press, Oxford. 378 pp

Mothes, P.A., Hall, M.L., Janda, R.J., (1998). "The enormous Chillos Valley Lahar: an ash flow generated debris flow from Cotopaxi volcano, Ecuador". Bulletin of Volcanology 59, 233– 244.

Nunt-jaruwong, S., (2003). "Engineering geology of the Patonga Claystone, Central Coast, New South Wales, with particular reference to slaking behaviour". PhD thesis, University of New South Wales. 383 pp.

Pierson, T.C., Janda, R.J., Thoruet, J.C., Borrero, C.A., (1990). "Perturbation and melting of snow and ice by the 13 November 1985 eruption of Nevado del Ruiz, Colombia, and consequent mobilization, flow, and deposition of lahars". Journal of Volcanology and Geothermal Research 41, 17–66.

Saroglou H., Tsiambaos G. (2008) "A modified Hoek–Brown failure criterion for anisotropic intact rock" International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45, pp. 223–234

Shakoor A., Smithmyer A.J. (2005) "An analysis of storm-induced landslides in colluvial soils overlying mudrock sequences, southeastern Ohio, USA." Engineering Geology 78 pp.257–274.

Sheridan, M.F., Bonnard, C., Carreno, R., Siebe, C., Strauch, W., Navarro, M., Calero, J.C., Trujillo, N.B., (1999). "Report on the 30 October 1998 Rock Fall/Avalanche and breakout flow of Casita Volcano, Nicaragua, triggered by Hurricane Mitch". Landslide News, 12,2-4.

Shuzui, H., (2001). "Process of slip-surface development and formation of slip-surface clay in landslides in Tertiary volcanic rocks, Japan". Engineering Geology 61 pp.199-219.

Sidle, R.C., Pearce A.J., O'loughlin C.L. (1985) "Hillslope stability and land use". Water Resources monograph 11. American Geophysical union, Washington, D.C., 140 pp.

Spears, D.A., Taylor, R.K., (1972). "The influence of weathering on the composition and engineering properties of in situ coal measures rocks". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 9: pp. 729-756.

Spink T., Norbury D. R., (1993). "The engineering description of weak rocks and overconsolidated soils". The Engineering Geology of Weak Rock. Engineering Geology Special Publication no. 8, Balkema, Rotterdam, pp. 289-301.

Terribile, F., Basile, A., De Mascellis, R., Di Gennaro, A.Vingiani, S., (2000). "I suoli delle aree di crisi di Quindici e Sarno: proprieta` e comportamenti in relazione ai fenomeni franosi del 1998". Quaderni di Geologia Applicata 7 (1), 60– 79 (In Italian).

Turner A.K. (1996) "Colluvium and talus". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp. 5225-554.

Vallance, J.W., Scott, K.M., (1997). "The Osceola mudflow from Mount Rainier: sedimentology and hazard implications of a huge clay-rich debris flow". Geological Society of America Bulletin 109, 143– 163

Varnes, D.J. (1978). "Slope movements types and processes" Special report 176: Lanslides: Analysis and control (R.L. Schuster and R.J. Krizek, EDS),trb, National research council, Washigton D.C. pp. 11-33.

Vasconcelos G., Lourenc-o, P.B. Alves C.A.S. Pamplona J. (2008) "Experimental characterization of the tensile behaviour of granites". International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45 pp. 268–277.

Ward C. R., Sorawit T., Nunt-jaruwong1 Swanson J. (2005) "Use of mineralogical analysis in geotechnical assessment of rock strata for coal mining" International Journal of Coal Geology 64 pp. 156– 171

Watari, M., Kobashi, S., (1987). "Prediction of Landslides and Slope Failures and their Control Measures". Sankaido,Tokio, Japon, pp. 27 – 47 (in Japanese).

Wittke, W. (1990) "Rock Mechanics", Springer-Verlag, Berlin, 1074 pp.

Wyllie D.C., Mah C.W. (2004). "Rock Slope Engineering". Spon Press. London. pp 318-319.

Zhang D. Wang G. (2007) "Study of the 1920 Haiyuan earthquake-induced landslides in loess (China)" Engineering Geology 94 pp. 76–88.

Zhang, G., Germaine, J. T., Whittle, A. J., Ladd, C. C. (2004). "Geotechnique 54", No. 7, pp. 441–451

Capítulo 10

Suelos Residuales

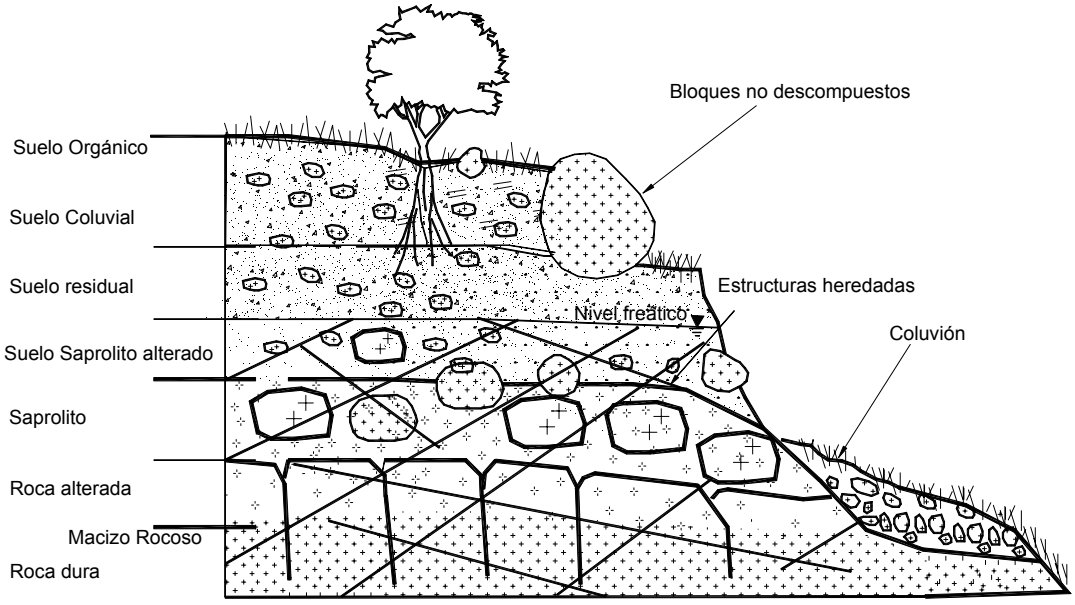


Figura 10.1 Esquema general de una ladera en un suelo residual de granito.

Los suelos residuales son los que se forman en el sitio por procesos de meteorización física y química y se desarrollan principalmente, en condiciones tropicales húmedas, de meteorización química intensa (Reading, 1999) (Figura 10.1). Algunos autores los denominan "suelos tropicales"; sin embargo, debe tenerse en cuenta que los suelos residuales también se encuentran en zonas no tropicales, aunque en menor proporción (Figura 10.2).

Se conoce que el comportamiento ingenieril de los suelos residuales es muy diferente al de los suelos transportados y depositados. Sus propiedades especiales son una respuesta a la combinación de los ambientes encontrados en los trópicos, relacionados con el clima, la lluvia, los regímenes de temperatura, la litología del material de roca parental, el movimiento del agua, las condiciones de drenaje, el relieve, la vegetación, la edad y los niveles de meteorización, entre otros factores. Los deslizamientos en materiales meteorizados ocurren en diferentes ambientes (geológicos y geomorfológicos).

La mayoría de deslizamientos de suelos residuales son los deslizamientos poco profundos y rápidos del suelo residual sobre el saprolito (Roca algo meteorizada) o la roca, pero cuando los perfiles de meteorización del suelo residual son muy profundos, se pueden presentar también deslizamientos rotacionales.

Las propiedades de los suelos residuales varían de una región a otra, debido a la naturaleza heterogénea de los ambientes tropicales. La meteorización está controlada por el clima regional, el relieve y la litología de la roca y estos factores varían de sitio en sitio.

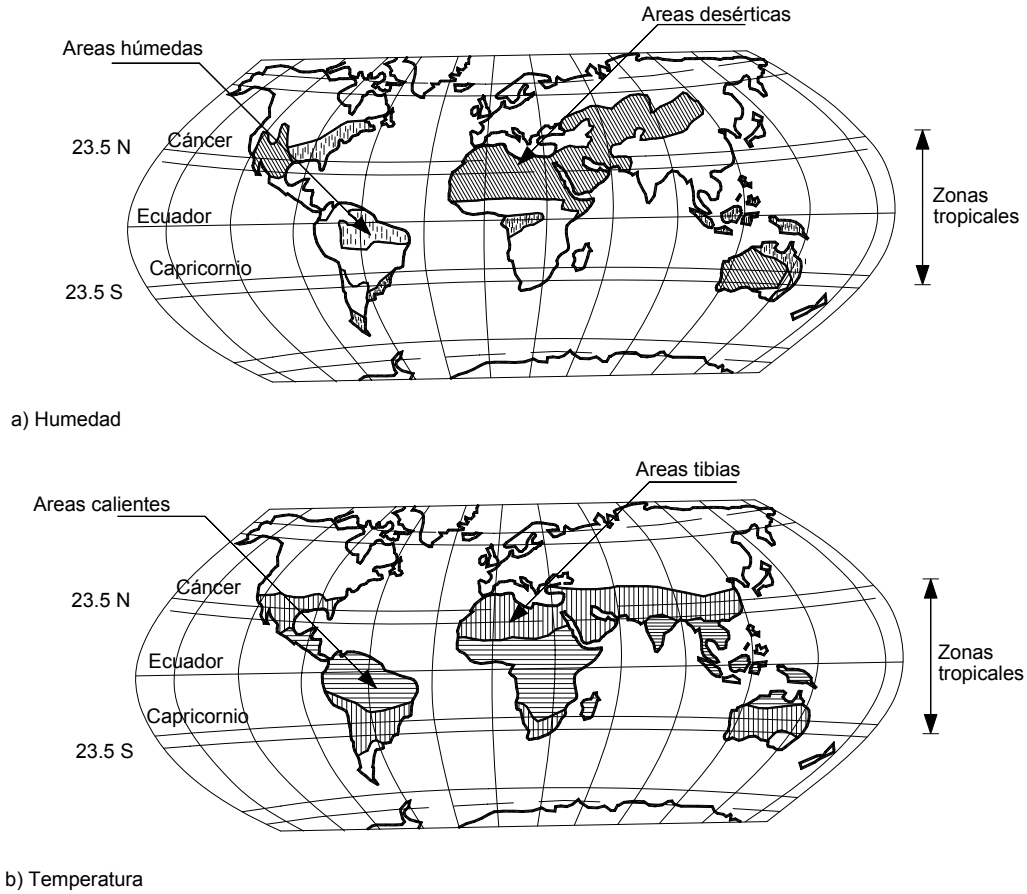


Figura 10.2 Localización de las zonas tropicales y áreas tibias, en las cuales los suelos residuales son muy comunes.

Por la razón anterior, las propiedades geotécnicas de los suelos tropicales son diferentes para cada país y para cada región dentro de cada país.

El comportamiento de los suelos residuales y las rocas blandas en el caso de los deslizamientos, difiere del de las rocas duras y del de los suelos transportados. La meteorización o la falta de litificación traen como resultado, un material con discontinuidades o superficies de debilidad y con posibilidad de movimiento por desplazamiento, a lo largo de las discontinuidades y/o por rotura al cortante o a tensión a través de la matriz del material.

Las propiedades de los suelos residuales generalmente son controladas por la fábrica micro o macro, las juntas y demás detalles estructurales, los cuales eran parte integral de la masa de roca original y son heredados por el suelo. La meteorización afecta principalmente las juntas y fracturas (Jaboyedoff y otros, 2004).

Características del Suelo Residual

La definición de "suelo residual" varía de un país a otro, pero una definición razonable podría ser la de un suelo derivado de la meteorización y descomposición de la roca in situ, el cual no ha sido transportado de su localización original (Blight, 1997).

Las características de los suelos residuales son muy diferentes a las de los suelos transportados. Por ejemplo, el concepto convencional de grano de suelo o tamaño de partícula es inaplicable a muchos suelos residuales, debido a que las partículas de suelo residual, con frecuencia, consisten en agregados ("clusters") o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado.

Tabla 10.1 Comparación de las propiedades típicas de una roca blanda y una roca dura (Sancio y otros, 2000).

Tipo	Peso Unitario Kn/m3	Módulo de Young Mpa	Módulo de Reacción Mn/m3	Ángulo de Fricción grados	Cohesión kPa	Roca
Roca Blanda	22	35	8	24	20	Filita
Roca Dura	26	3600	1600	35	100	Arenisca

Lo que parece en el sitio como una grava arenosa, se puede convertir en un limo fino durante las actividades de excavación, mezclado o compactación.

Roca Blanda

El término "roca blanda" comprende las rocas que en su formación o diagénesis, no alcanzaron niveles altos de cementación para comportarse como rocas; o sea que en una roca blanda el proceso de rotura puede ocurrir indistintamente por las discontinuidades de la estructura y/o por la matriz rocosa. Sancio y otros (2000) incluyen los suelos residuales y la roca meteorizada dentro de la categoría de rocas blandas.

Desde el punto de vista de deslizamientos tanto los suelos residuales con niveles bajos a medios de meteorización, como las rocas blandas, presentan comportamientos en ocasiones similares.

Las lutitas con bajo nivel de cementación y los esquistos, pueden clasificarse como rocas blandas. El suelo residual que no posee estructuras heredadas no puede clasificarse como roca blanda (Sancio y otros, 2000).

Las propiedades de resistencia y elasticidad de las rocas blandas son muy diferentes de la de la roca propiamente dicha, como se observa en la tabla 10.1.

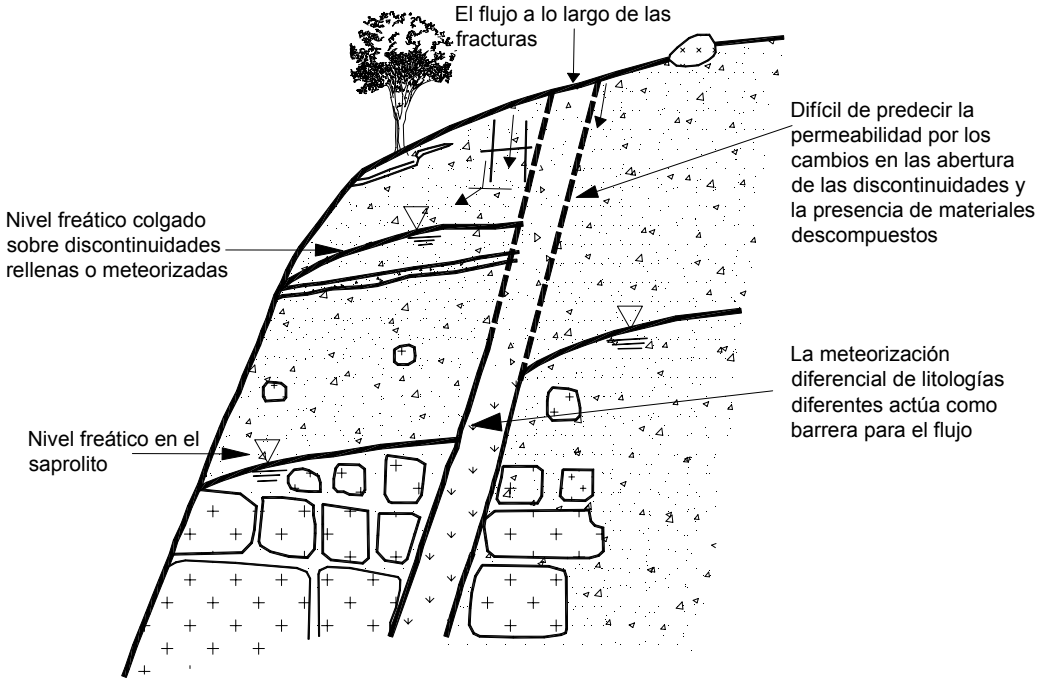


Figura 10.3 Efecto de la heterogeneidad del macizo de suelos residuales en las acumulaciones de agua (Hencher y Mcnicholl, 1995).

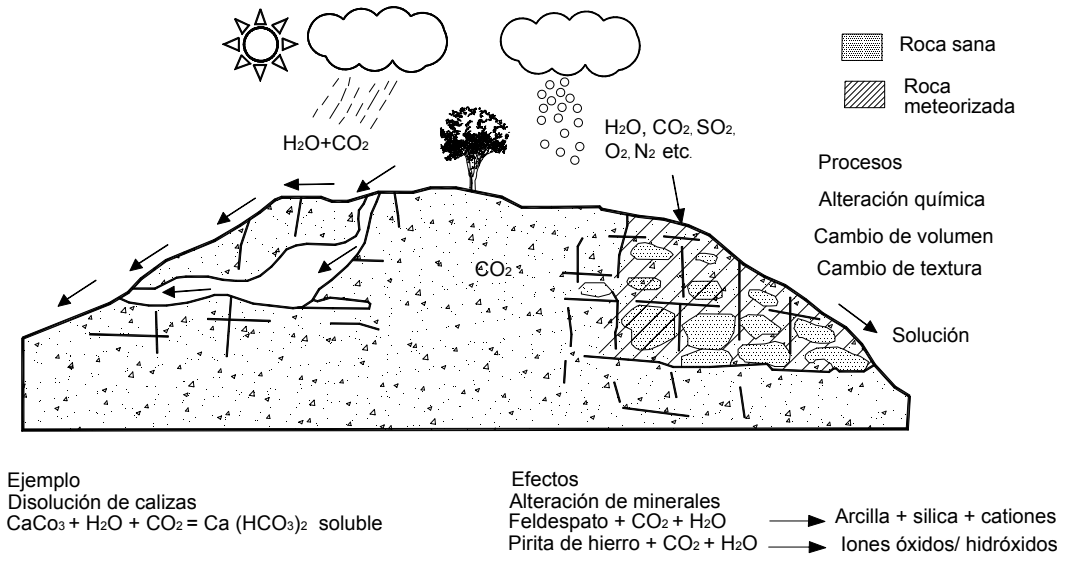


Figura 10.4 Representación esquemática del proceso de meteorización química (Geological Society Engineering Group, 1995).

Heterogeneidad del Suelo Residual

La heterogeneidad de un suelo residual afecta especialmente, el régimen de aguas subterráneas. Las discontinuidades heredadas, los grandes bloques no meteorizados, los diques y los ductos internos regulan la hidrogeología del perfil de suelo (Figura 10.3).

Las respuestas de la saturación relacionada con lluvias o con corrientes de agua, dependen de las interconexiones internas de las zonas de mayor conductividad hidráulica. Estas uniones están relacionadas con las discontinuidades.

Hencher y otros (1984), concluyen que las condiciones hidrogeológicas relacionadas con las diferencias en conductividad hidráulica, son muy difíciles de tener en cuenta en los análisis de estabilidad, y en ocasiones, se presentan deslizamientos relacionados con aguas subterráneas no identificadas, las cuales no fue posible modelar.

En la situación típica de meteorización, relativamente homogénea, se forman zonas de diferentes permeabilidades relativamente paralelas a la superficie de los taludes y estas zonas de alta conductibilidad, pueden desarrollar presiones de poros altas, las cuales pueden inducir los deslizamientos.

El Proceso de Meteorización

En ambientes tropicales dominados por temperaturas altas y cambiantes y por lluvias abundantes, la meteorización de los materiales es muy fuerte, caracterizándose por la descomposición rápida de feldespatos y minerales ferromagnesianos, la concentración de óxidos de hierro y aluminio y la remoción de sílice y de las bases Na_2O, K_2O, CaO, y MgO (Gidigasu, 1972).

Los feldespatos se meteorizan inicialmente a caolinita, óxidos de hierro y óxidos de Aluminio y los compuestos más resistentes como las partículas de mica y cuarzo permanecen (Figura 10.4).

La meteorización de rocas y cenizas volcánicas conducen a la formación de esmectita, aloisita, óxidos de hierro y aluminio en las etapas iniciales de la meteorización y finalmente, se pueden formar caolinita, esmectita y gibsita (González y Jiménez, 1981). Algunas rocas que contienen sales (NaCl), Cal ($CaSO_4$) y Yeso ($CaSO_4$ -$2H_2O$) se disuelven fácilmente en agua, especialmente en presencia de CO_2, acelerando el proceso de meteorización.

A medida que el proceso de meteorización continúa, los contenidos de caolinita disminuyen y se alteran los demás compuestos a Fe2O3 y Al2O3. Existen investigaciones que demuestran la disminución de los contenidos de caolinita,

con el incremento del promedio anual de lluvias (Lohnes y Demirel, 1973). Los procesos de meteorización física y química comúnmente actúan en forma conjunta, de tal forma, que el proceso químico ocurre especialmente en las fracturas abiertas por el proceso de meteorización física. Igualmente, se pueden desarrollar fracturas en respuesta a los cambios volumétricos y la debilitación como resultado de la meteorización química. Aunque las propiedades de los materiales, producto de la meteorización, hacen que el material se comporte como un suelo, sus propiedades son diferentes a las de un suelo transportado de composición similar.

El comportamiento de un suelo residual está influido fuertemente por las estructuras heredadas y por la fábrica de la roca madre. La litología tiene una influencia determinante sobre la meteorización. La resistencia a la descomposición química varía de una roca a otra, siendo las cuarcitas las más resistentes, y dentro de las más conocidas por su descomposición rápida, se encuentran las calizas, las lutitas y los granitos.

METEORIZACIÓN FÍSICA

La meteorización física o mecánica es un proceso de fragmentación, que consiste en que se abren las discontinuidades y se desintegra la roca, formándose nuevas discontinuidades por fracturación; y las partículas se parten, aumentando la relación de vacíos y la permeabilidad y disminuyendo la cohesión.

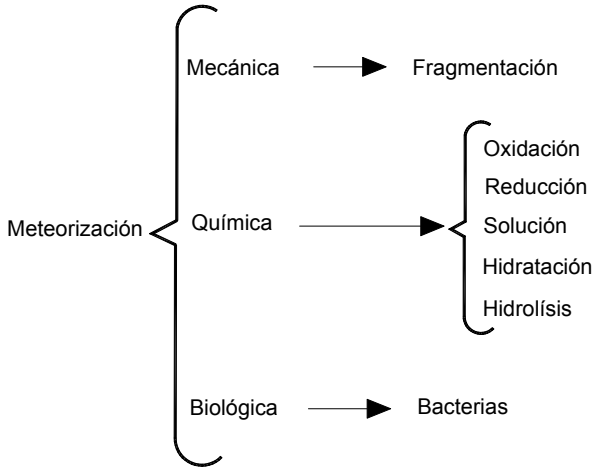


Figura 10.5 Procesos de Meteorización (Sancio y otros, 2000).

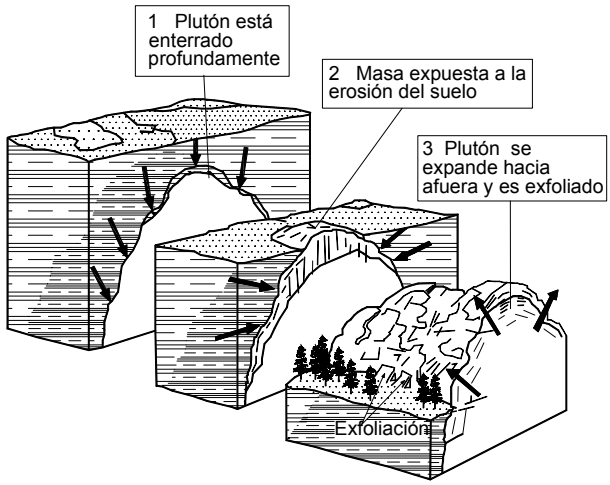


Figura 10.6 Meteorización por exfoliación mecánica o "rebote" al descargarse las presiones geostáticas por erosión.

Dilatación por Descarga de Esfuerzos (Exfoliación Mecánica)

La formación de las rocas se realizó bajo grandes presiones y si se reducen los esfuerzos por erosión de la superficie del terreno, se puede generar una relajación de los esfuerzos (Nichols y Abel, 1975). Esta relajación de energía puede generar el desarrollo de nuevas fracturas generalmente, paralelas a la superficie del terreno o en la dirección de otras discontinuidades existentes, como por ejemplo, un plano de estratificación o una fractura (Price, 1995) (Figura 10.6).

Esta situación de rebote ocurre en todos los tipos de materiales geológicos desde granitos hasta arcillas blandas. El rebote también puede abrir fracturas existentes o incipientes. La frecuencia de las fracturas disminuye con la profundidad (The Geological Society, 1995).

Liberación de Energía Acumulada

La meteorización puede liberar la energía de esfuerzos acumulada en el suelo y desarrollar fracturas, independientemente de cualquier cambio de esfuerzos. Las nuevas fracturas pueden ampliarse debido a los esfuerzos internos inducidos por cambios de temperatura o por cambios de volumen relacionados con la descomposición química. La formación de nuevos minerales y el debilitamiento general del material, puede conducir al colapso por el peso propio de los materiales.

Procesos de Humedecimiento y Secado

Una gran cantidad de materiales y en especial los materiales arcillosos, pueden desintegrarse por los procesos de humedecimiento y secado. Este caso es muy común en la superficie de los nuevos cortes expuestos al medio ambiente. El origen puede estar relacionado con la expansión de los minerales de arcilla o el movimiento de humedad dentro de la roca. El resultado de esta desintegración puede provocar descascaramiento de la superficie de los taludes (The Geological Society, 1995).

Fuerzas Externas

Las fuerzas externas debidas al agua, el crecimiento de las raíces y las actividades de los animales, también generan fragmentación de la roca (Figura 10.7). Las raíces pueden penetrar dentro de las juntas o grietas y al crecer, ejercen unas fuerzas que tratan de ampliarlas generando la desintegración y facilitando el acceso de la humedad para la meteorización química. Cualquier proceso de ampliación de las fracturas, puede inducir nuevas fracturas. El resultado es que los bloques o partículas van disminuyendo de tamaño a medida que avanza el proceso de desintegración.

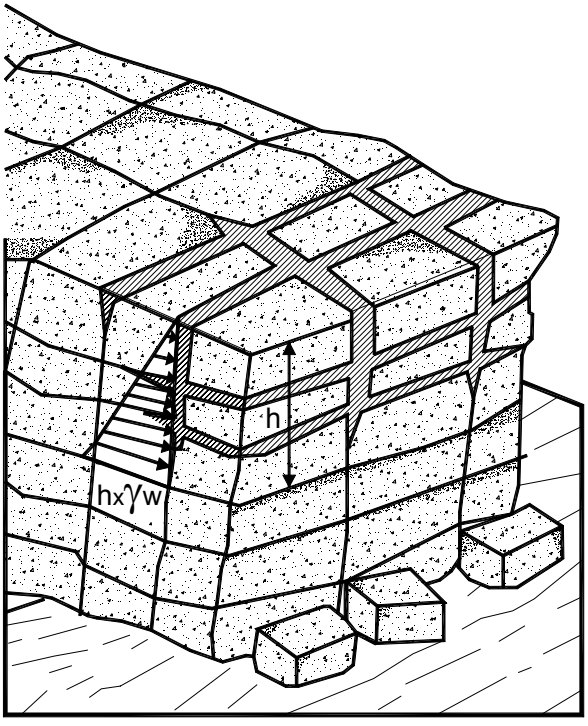


Figura 10.7 Fuerzas del agua en las juntas.

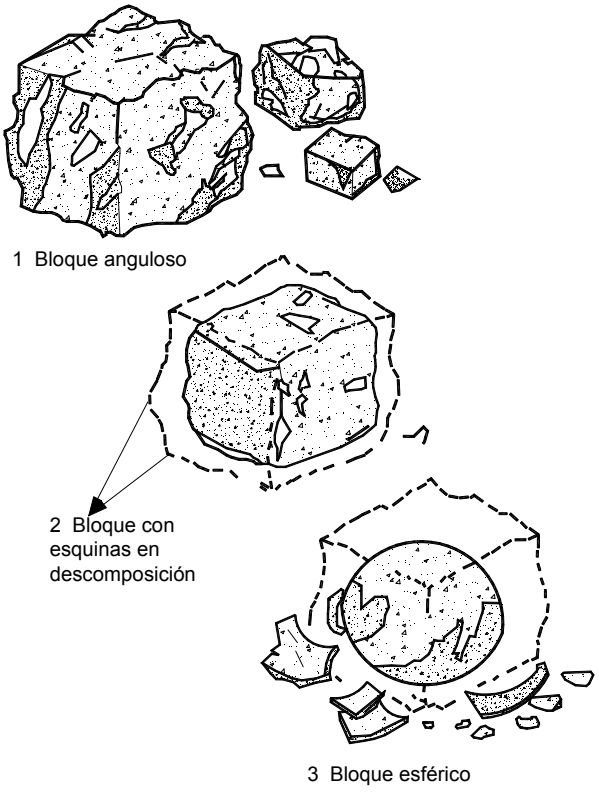


Figura 10.8 Esquema de la descomposición de un bloque de roca para formar un canto esferoidal.

Efectos de la Meteorización Física

La meteorización física no afecta significativamente los granos de minerales sino los bloques o partículas de mayor tamaño (Figura 10.8). Las fracturas del suelo residual generalmente siguen la orientación de las fracturas preferenciales de la roca.

La desintegración no siempre es progresiva y puede no coincidir con la descomposición. La resistencia del macizo de roca disminuye, aunque es posible que la resistencia interna de los bloques se mantenga. Generalmente, las rocas al meteorizarse, son menos friables y menos permeables que los materiales originales.

METEORIZACIÓN QUÍMICA

La descomposición puede ser ocasionada por procesos químicos o biológicos. Los procesos principales de meteorización química dependen de los procesos del agua y en algunos casos de la disponibilidad de agua para mantener la química requerida en el proceso.

Con una disponibilidad alta de agua, las soluciones son más diluidas y pueden atacar más fácilmente los minerales. Cuando la disponibilidad de agua es muy baja, las soluciones se saturan con los productos de las reacciones. De igual manera, a menos que los productos químicos sean arrastrados por el agua, pueden generar una barrera a la meteorización adicional (Bell, 1992).

La meteorización generalmente, avanza hacia abajo de la superficie y a través de las juntas y demás conductos de percolación, produciendo variaciones de intensidad, de meteorización y dejando bloques internos de material no descompuesto (Figura 10.9).

Cuando la meteorización química es incipiente, los bloques son grandes y controlan en parte el comportamiento del talud, pero a medida que se hace más intensa, el factor más importante es la resistencia del suelo meteorizado que actúa como matriz de los bloques independientes (The Geological Society, 1995).

Hidratación

Algunos minerales sufren procesos de hidratación o deshidratación, lo cual genera cambios de volumen. Estos cambios de volumen son los responsables de la rotura o desintegración que se observa en las rocas que contienen minerales de arcilla. Las arcillas son los minerales con mayor tendencia a la hidratación y la deshidratación.

Hidrólisis

El proceso químico más importante en la meteorización química es la hidrólisis. La mayoría de los minerales silíceos son susceptibles de hidrólisis; esta ocurre cuando una sal se combina con agua para formar un ácido o una base.

$$2H^{+} + H_2O + C_aSiO_3 = C^{+2} + H_4SiO_4(aq)$$

Remoción de Minerales por Acción de los Ácidos

Las soluciones ácidas pueden atacar una gran variedad de rocas. Los ácidos pueden remover algunos minerales que actúan como cementantes dentro de la roca, debilitar la fábrica e incrementar la porosidad. La presencia de agua carbonatada o de otras soluciones con pH bajo, son responsables en muchos casos, del incremento en las ratas de meteorización.

Los minerales presentes en las rocas ígneas y metamórficas como el olivino y la Augita son particularmente susceptibles a este tipo de meteorización.

Lavado de Cementantes

El agua es un solvente poderoso, capaz de remover iones de los minerales. El lavado intenso de minerales en los procesos de humedecimiento y secado en climas calientes, puede conducir a la remoción de cationes. Igualmente, puede ocurrir el lavado de los minerales solubles.

Intercambio Catiónico

Es la descomposición de un mineral de arcilla para formar otro a través de la transferencia de iones, entre soluciones percolantes y el mineral original. Los cationes tales como el sodio y el calcio son fácilmente intercambiables.

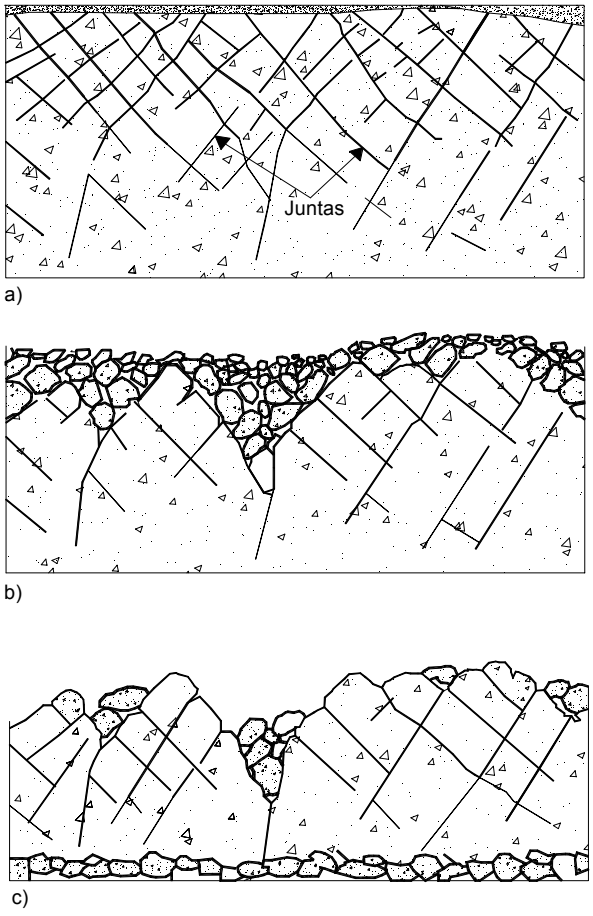


Figura 10.9 Proceso de meteorización diferencial en las juntas y posterior erosión.

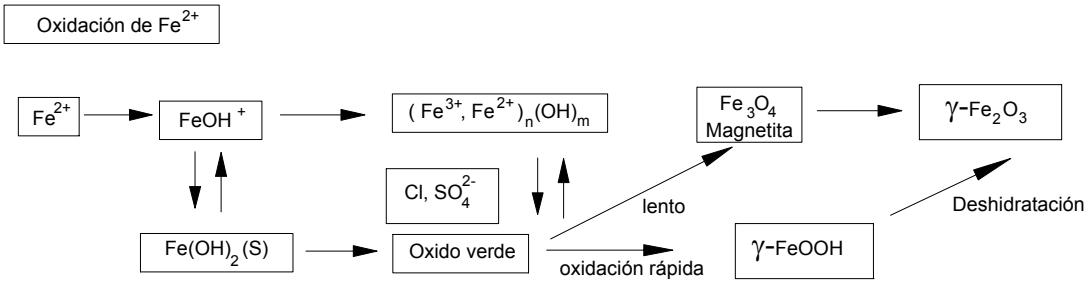


Figura 10.10 Ecuación del proceso de oxidación del hierro.

El intercambio de cationes no altera la estructura básica del mineral de arcilla, pero modifica el espaciamiento entre capas, convirtiendo por ejemplo, una illita en una motmorillonita.

Formación de Arcillas

En la meteorización química, las sales o silicatos se descomponen a arcillas. Se incrementa el contenido de arcilla y de suelo en general y se disminuye la fricción. Es muy común que los silicatos se descompongan en arcillas expansivas, lo cual hace que se reduzca la densidad y la resistencia de la roca.

El grado de meteorización es uno de los factores más significativos que controlan la presencia de minerales de arcilla en los suelos residuales (Duzgoren-Aydin y otros, 2002).

Aristizabal y otros (2005), indican que la pérdida de CaO, Na_2O y K_2O y el aumento de Al_2O_3, se reflejan en la formación de caolinita y aloisita. La aloisita es el primer mineral y subsecuentemente, se cambia a caolinita (Irfan, 1996). Adicionalmente, se producen otros minerales tales como goetita y hematita.

Piteau y Peckover (1978), indican que los deslizamientos en suelos residuales y en rocas, en ocasiones están relacionados con la presencia de montmorillonita o esmectita. A la esmectita se le atribuye la susceptibilidad a los deslizamientos de una gran cantidad de formaciones de suelos residuales.

Oxidación

Algunos minerales están expuestos a la oxidación directa en la presencia de agua oxigenada, como por ejemplo, los sulfuros, incluyendo la Pirita. Esto conduce a la producción de soluciones ácidas. En algunos casos, el proceso es ayudado por las actividades de las bacterias que reducen los sulfatos. Uno de los procesos más comunes es la oxidación del hierro (Fe), como se muestra en la figura 10.10.

Recementación

La presencia de resistencia iónica alta y las soluciones de minerales coloidales puede conducir a la precipitación de horizontes de materiales cementados dentro de los perfiles de meteorización (Anon, 1990). Por ejemplo, la reducción del sílice a minerales arcillosos conduce a la formación de lateritas y bauxitas, las cuales son ricas en hierro y aluminio respectivamente.

Estos procesos en sus etapas iniciales están asociados con la decoloración de la roca, desarrollando comúnmente compuestos férricos con manchas marrones, rojas y amarillas. Las manchas cubren algunas de las partículas o aparecen a lo largo de las discontinuidades.

Muchos autores han explicado el papel del Fe y el Mg en el comportamiento de los suelos residuales. El resultado es el aumento del contenido de óxidos de hierro y aluminio, los cuales pueden cementar grupos de partículas aumentando la cohesión y el suelo tiende a estabilizarse.

La laterización

La presencia de hierro en el suelo generalmente está relacionada con los niveles freáticos (Duzgoren y otros, 2002) o las zonas de humedad. La laterización se le define como la etapa final del proceso de meteorización con la formación de sesquióxidos de hierro y de aluminio.

Adicionalmente, las lateritas pueden contener caolinita y minerales de cuarzo. La concentración de nódulos de hierro forma los ferrecretos que consisten en nódulos de depositación de compuestos ferrosos (Aristizábal y otros, 2005).

Disolución

El grado de disolución depende principalmente de la cantidad de agua que atraviesa el perfil, de la solubilidad de los materiales y del pH del agua. La solubilidad de los minerales varía de acuerdo con el tipo de material (Figura 10.11).

Generalmente, el orden de solubilidad de los elementos que conforman los minerales, es la siguiente (Price, 1995):

$$C_a > N_a > M_g > K > S_i > Al > F_e$$

Sin embargo, el grado de solubilidad depende del valor del pH. Por ejemplo, el Fe es 100000 veces más soluble a pH 6 que a pH 8.5. El fenómeno más común de disolución se presenta en las calizas o en las rocas unidas por cemento calcáreo u otras evaporitas, incluyendo el yeso (James y Kirkpatrick, 1980).

La disolución de la Pirita

Girod (1999), atribuye la acidifación del agua a la disolución de la pirita (Figura 10.12).

A su vez el agua ácida permite la disolución de la albita y a su vez la disolución de la albita produce esmectita (Berner, 1971).

$$Mg_{2++} + 3N_a AlSi_3O_{8(albita)} + 2Na_+ + H_4SiO_{4aq}$$
$$+4\frac{H_2O}{2} H_{a_{0.5}} Al_{1.5}Mg_{0.5}Si_4O_{10}(OH)_{2(montmorillonita)}$$

Descomposición Biológica

Los procesos biológicos tienen un efecto significativo sobre los esfuerzos y las condiciones químicas pueden facilitar el proceso de la descomposición biológica (Price, 1995). Los procesos biológicos pueden incluir efectos de las raíces, oxidación bacteriológica y la reducción de hierro y compuestos del azufre.

Los agentes biológicos como las bacterias producen sustancias químicas orgánico - minerales que son particularmente activas como agentes meteorizantes. Los organismos superficiales como los líquenes, hongos, musgos y algas pueden, mediante acciones químicas y físicas, soltar los granos o partículas de la roca expuesta.

La producción de dióxido de carbono por las raíces de las plantas, la oxidación de la materia orgánica y la acción microbiana, pueden aumentar la concentración de dióxido de carbono en los gases del suelo, incrementando el proceso de meteorización.

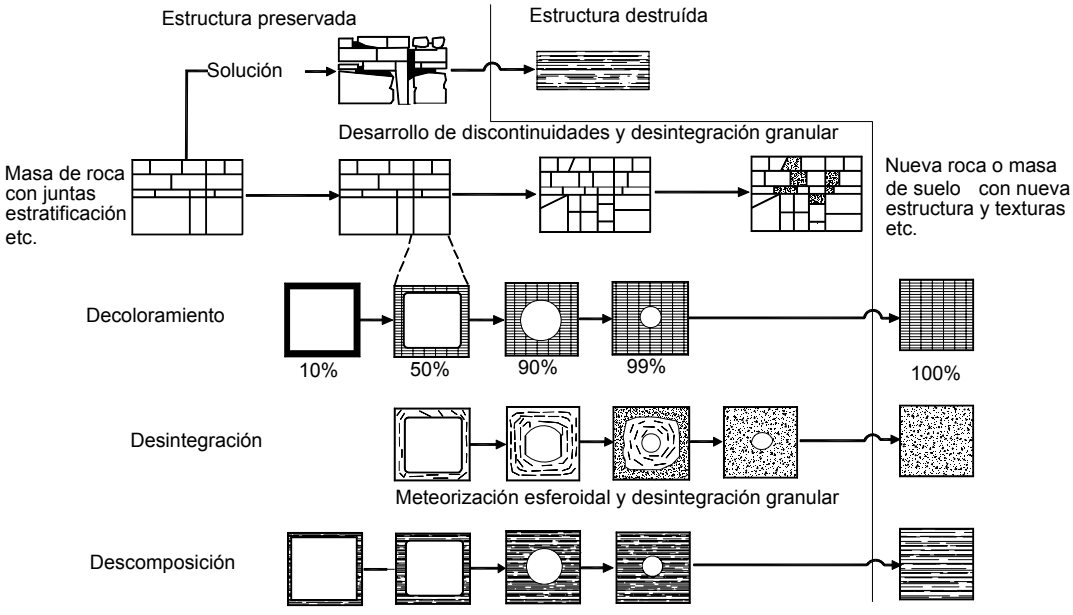


Figura 10.11 Etapas del proceso de meteorización (Dearman, 1974).

Minerales Resultantes

La presencia y proporción de los diversos tipos de mineral de arcilla son un resultado de la litología de la roca y del ambiente y condiciones del proceso de meteorización. La caolinita y hematita son indicativos de un ambiente más seco. La aloisita, esmectita y goetita muestran un ambiente de meteorización más húmedo (Parry y Franks, 2000).

Caolinita

Los suelos con caolinita como mineral de arcilla presentan un comportamiento normal en los ensayos, en términos de baja a media plasticidad y permeabilidad. El efecto del aumento de humedad sobre las propiedades del suelo generalmente no es importante. La caolinita es el mineral de arcilla más común en los suelos residuales de granitos.

Montmorillonita (Esmectita)

Los materiales con contenidos apreciables de montmorillonita poseen alta plasticidad y baja permeabilidad. El efecto del aumento de humedad puede resultar en una disminución importante de la resistencia al cortante. La montmorillonita tiene un alto nivel de reacción con el cemento y la cal.

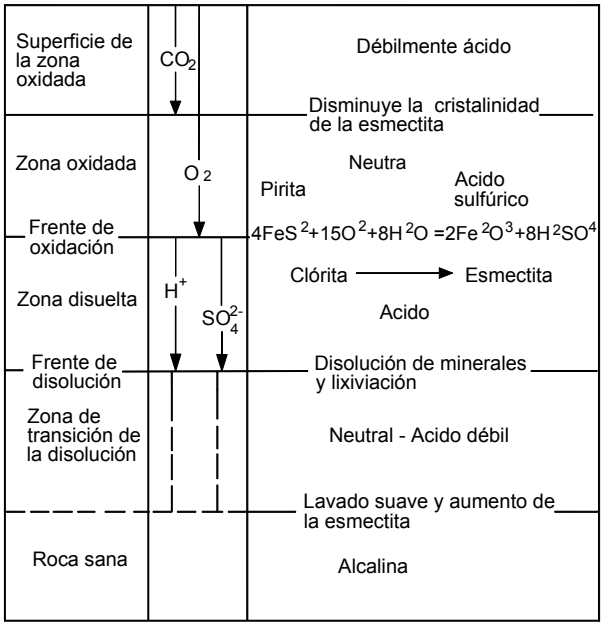


Figura 10.12 Esquema que muestra el mecanismo de meteorización de una lodolita por acción de la disolución de la pirita (Chigira, 1990).

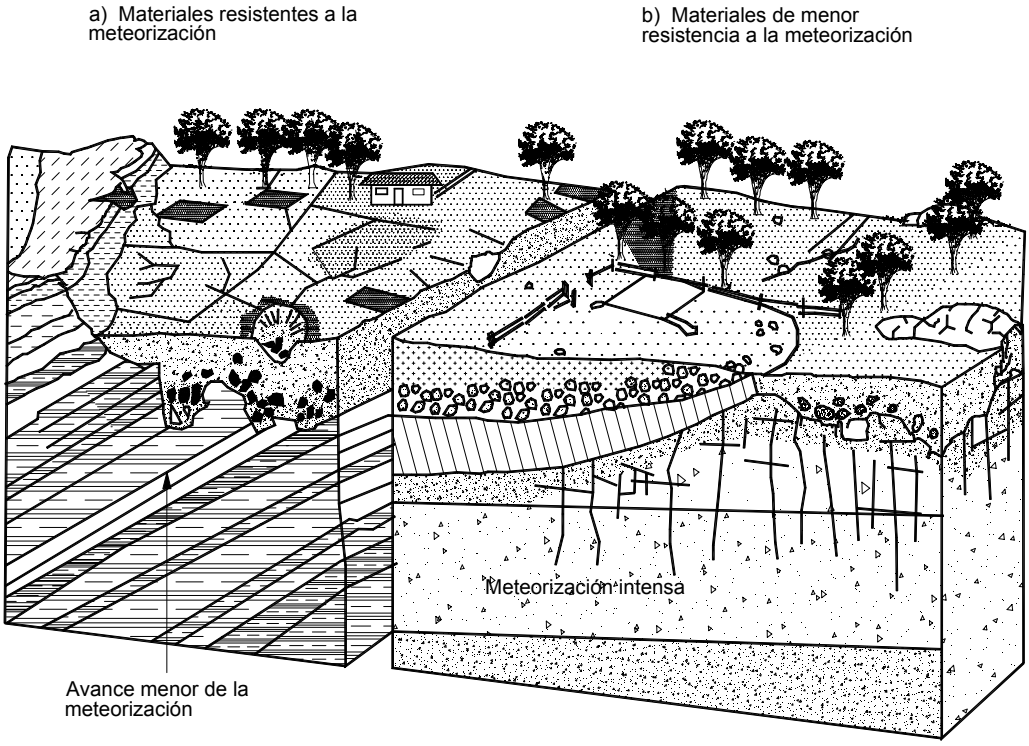


Figura 10.13 Efecto de la litología sobre la meteorización.

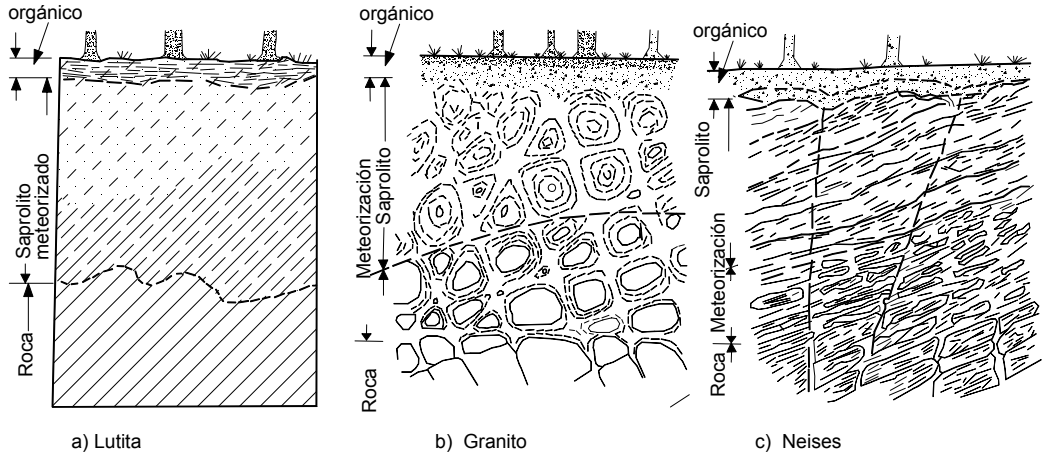


Figura 10.14 Los perfiles de meteorización varían de acuerdo con la litología. (a) Lutitas, lodolitas y pizarras. (b) granitos y gabros. (c) Neises y esquistos (Sowers, 1988).

Aloisita

Al aumentar la humedad de una aloisita puede disminuir la resistencia al cortante en forma apreciable. La aloisita es un material comúnmente encontrado en el relleno de juntas de roca.

Sesquióxidos

Los sesquióxidos generalmente cementan las partículas y su presencia equivale a una reducción en la plasticidad. Los óxidos de hierro y aluminio se acumulan como consecuencia de una cadena de procesos químicos y de lavado interno.

FACTORES QUE AFECTAN LA METEORIZACIÓN

Efecto de la Litología

La susceptibilidad de las rocas a la acción química es una función de su composición mineralógica, textura y presencia de fracturas. En términos generales, el proceso de meteorización aumenta con la finura del tamaño de los granos, con la porosidad y con la permeabilidad.

En la mayoría de los procesos de meteorización en las rocas ígneas, predominan los procesos químicos, mientras en las rocas sedimentarias predominan los procesos físicos; sin embargo, estos procesos se interrelacionan.

En las figuras 10.13 y 10.14 se muestra cómo la profundidad y características de los perfiles de meteorización, dependen principalmente de la litología.

Efecto de la Permeabilidad del Perfil de Suelo

Desde el punto de vista de la conductividad hidráulica, el perfil del suelo residual puede dividirse en dos subsistemas (Jabodeyoff y otros, 2004):

- *Zona de alta permeabilidad.* Está compuesta por la red de fracturas, la cual permite el paso rápido del agua y la disolución debe también ser rápida.

- *Zona de baja permeabilidad.* En esta zona se permiten los cambios mineralógicos tales como la precipitación y la disolución de minerales en condiciones de saturación.

La permeabilidad puede ser un sub-producto de la meteorización, pero a su vez, la permeabilidad afecta los procesos tanto físicos como químicos por cuanto determina la disponibilidad de humedad y de flujo de agua, los cuales tienen gran influencia en los niveles y ratas de descomposición.

Efecto del Clima

El clima ejerce una profunda influencia en la meteorización, especialmente la humedad relativa y la temperatura. Las reacciones químicas prácticamente se duplican cada aumento de 10ºC de temperatura. La influencia de la temperatura y la humedad en la descomposición de la roca en Surafrica ha sido relacionada por Weinert (1968) por medio de un índice climático:

$$N = \frac{12EJ}{P_a}$$

Donde:

EJ: evaporación en el mes de Enero, el mes más cálido.

Pa = Lluvia anual.

El valor de N = 5 indica la transición de las condiciones cálidas, sub-húmedas, en las cuales predomina la meteorización química y la condición caliente semiárida en las cuales predominan los fenómenos físicos. Donde N es menor de 5 se deben esperar grandes espesores de suelo residual.

En las zonas tropicales y subtropicales donde la superficie de la tierra está cubierta por una vegetación densa que facilita la infiltración del agua, por aumento de los tiempos de retención del agua y a su vez, son sujetas a lluvias fuertes, pueden aparecer profundidades de meteorización de varios cientos de metros.

En los climas secos o áridos, la meteorización química es subsuperficial, lenta y predominan los fenómenos de meteorización de tipo mecánico; igualmente, esto ocurre en las zonas tropicales montañosas, con poca vegetación, donde las pendientes altas del terreno no facilitan la infiltración del agua lluvia.

Efecto del Relieve

El relieve es un factor muy importante, en zonas de alta montaña predominan los procesos de meteorización mecánica, especialmente por acción del alivio a descargue de geopresiones, los cambios de temperatura, los procesos de humedecimiento y secado y la cristalización de materiales. La meteorización depende del relieve del terreno, siendo mayor en los sitios de menor pendiente y la profundidad de la meteorización aumenta hacia abajo del talud (Figura 10.15).

Efecto de Otros Factores

La frecuencia o espaciamiento de las discontinuidades afecta el proceso de meteorización y en los sitios en los cuales el espaciamiento de las discontinuidades es mayor, pueden aparecer masas de materiales no descompuestos como es el caso de los "Tors" o masas de granito sólido (Brand, 1982) (Figura 10.16).

Las plantas y organismos vivos, tales como bacterias ayudan en el proceso de meteorización química. Otros elementos ambientales pueden incidir en la meteorización, pero sobre todo, las condiciones de humedad y temperatura.

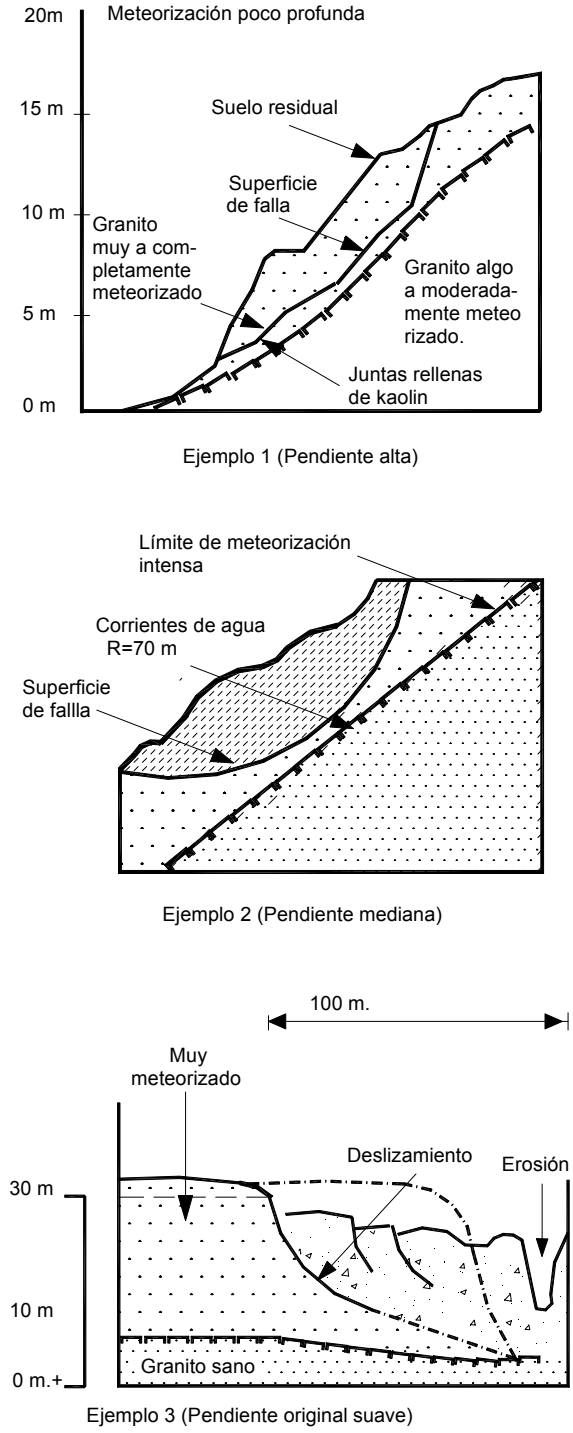


Figura 10.15 Fallas en perfiles de granito meteorizado de diferente pendiente.

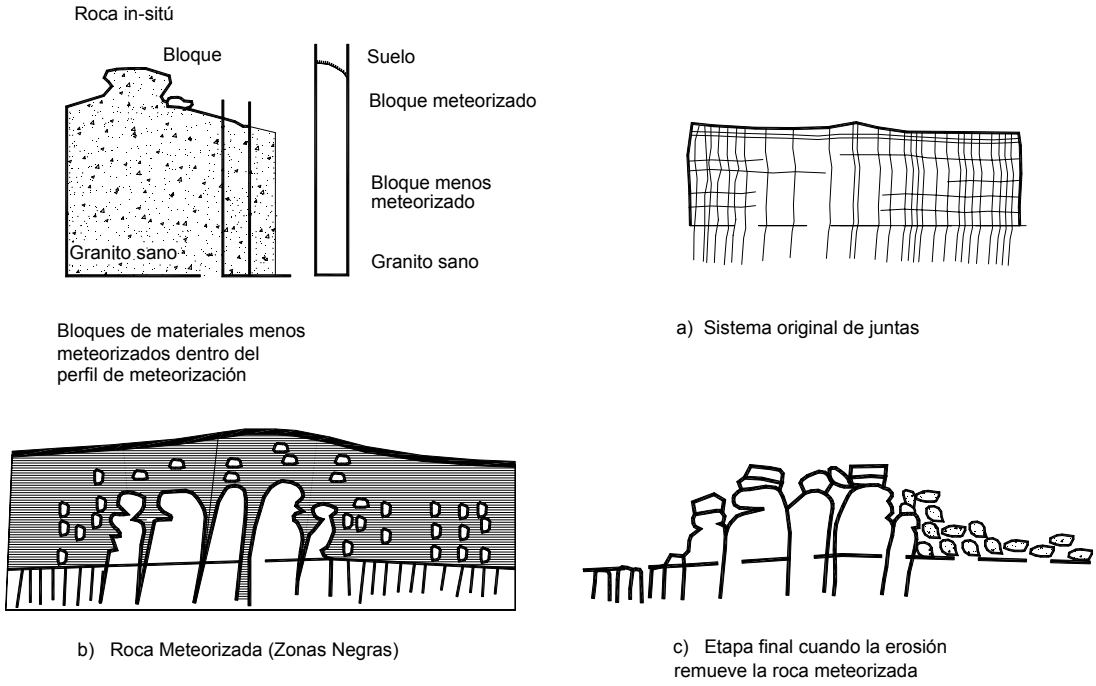


Figura 10.16 Etapas en la formación de torres (Tors) de granito, bajo condiciones húmedas de meteorización, en un medio tropical.

MEDICIÓN DEL GRADO DE METEORIZACIÓN

La mayoría de los trabajos publicados utilizan los ensayos "in-situ" para caracterizar los suelos residuales. Esto se debe a que los suelos residuales son heterogéneos, estructurados y pueden contener partículas de gran tamaño como gravas y bloques y esto hace muy difícil obtener muestras inalteradas para caracterización.

El grado de meteorización puede medirse de varias formas (Figura 10.17):

Color y decoloración

El grado de cambio de color puede describirse de acuerdo con la decoloración utilizando los siguientes términos:

- Muy decolorado.
- Decoloración tenue.
- Localmente decolorado.
- Penetrantemente decolorado.

Estos términos no son cuantitativos, pero se pueden aplicar para describir el proceso de meteorización. Por ejemplo, es muy útil tener información sobre la extensión del cambio de color y la penetración de éste dentro de las discontinuidades para determinar el avance de los procesos de meteorización.

Se debe comentar sobre la naturaleza de los cambios de color y a qué proceso de alteración puede corresponder. Cuando se considera apropiado, pueden utilizarse las tablas estándar de colores empleadas en geología.

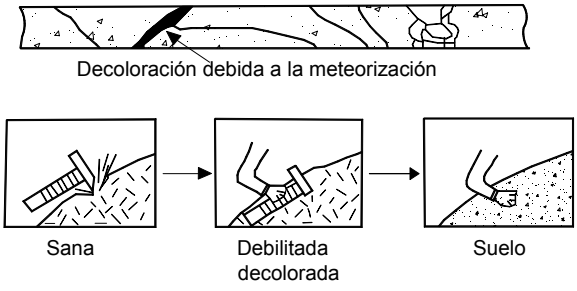


Figura 10.17 El grado de meteorización puede determinarse por observación visual.

Estado de las fracturas

Es muy importante describir los cambios que han ocurrido en las fracturas de la roca. Esta información debe ser lo más precisa posible y deben utilizarse convenciones de acuerdo con las normas o a métodos universalmente aceptados.

Debe reportarse la reducción de resistencia utilizando ensayos estandarizados. Sin embargo, en ocasiones pueden ser útiles las descripciones generalizadas como por ejemplo:

- Discontinuidades generalmente fuertes.
- Discontinuidades débiles.
- Discontinuidades muy débiles.

Arenosidad

La forma más sencilla de medir la arenosidad es utilizando un cuchillo o una puntilla y medir la facilidad con la cual se puede cortar el índice de arenosidad (Tabla 10.2).

Martillo de Schmidt

Una forma de evaluar en campo el grado de meteorización, es utilizando el martillo de Schmidth. Este instrumento mide el rebote de un pistón metálico cargado con un resorte que se golpea contra la superficie de la roca.

El rebote es un índice de la resistencia a la compresión y corte, y puede utilizarse para determinar el grado de meteorización, previa elaboración de una carta de calibración similar a las presentadas por Irfan y Powel (1985) y por Cascini y otros (1991), las cuales se muestran en la figura 10.18.

Ensayo de penetración SPT o CPT

Los ensayos de penetración estándar o penetración de cono pueden relacionarse con la meteorización en materiales blandos y se puede diferenciar el suelo propiamente dicho de la roca meteorizada. Sin embargo, se requiere una calibración del sistema para cada formación, basada en un número grande de datos.

Indice Micro-petrográfico

Una forma de medir el grado de descomposición es empleando el índice micro-petrográfico, en el cual se determinan los porcentajes de materiales inalterados y alterados que utilizan una magnificación de 100 veces, con un mínimo de tres secciones delgadas analizadas, y un mínimo de 90 puntos contados en cada caso (Irfan y Dearman – 1978).

$$IMP = \frac{\%\ de\ materiales\ inalterados}{\%\ de\ materiales\ alterados}$$

$$= \frac{\%(cuarzo + feldespatos\ inalterados\ y\ biotita\ inalterada)}{\%(Minerales\ alterados + vacíos + microgrietas)}$$

En la tabla 10.3 se muestra un trabajo de Irfan (1988) en el cual se realizó un análisis micro-petrográfico de un granito.

Ensayo de tensión brasilero

El ensayo de tensión brasilero (Figura 10.19), se puede utilizar para identificar el grado de meteorización de una roca entre los grados I y IV (Aydin y Basu, 2006). En el ensayo brasilero se rompe un cilindro de roca a compresión en un plano transversal a su eje generándose falla a tensión. Este ensayo representa generalmente el comportamiento de la roca a compresión.

Tabla 10.2 Medición del grado de descomposición de feldespatos mediante el ensayo de arenosidad.

Grado de Descomposición	Términos de Arenosidad	Modo de Reconocimiento
Fresco	Duro	No puede ser cortado por un cuchillo, ni gravado por una puntilla.
Moderado	Arenoso	Puede ser cortado por un cuchillo o gravado por una puntilla.
Alto	Deleznable	Puede ser desmoronado a fragmentos de limo con las manos.
Completo	Blando	Puede ser moldeado fácilmente con las manos.

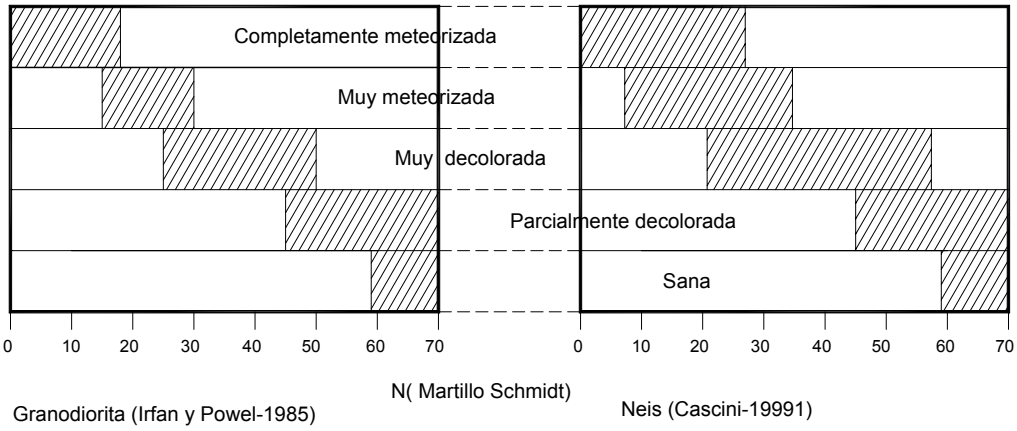


Figura 10.18 Relaciones entre el grado de meteorización y el índice de rebote del martillo de Schmidth.

El índice brasilero de deformación (BDI) que se obtiene en el ensayo, permite determinar un valor del grado de meteorización de la roca. Previamente se requiere calibrar el modelo realizando ensayos con el tipo de roca y obteniendo la curva de BDI contra grado de meteorización (Figura 10.20).

CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS RESIDUALES

La caracterización de un suelo residual debido a su heterogeneidad, requiere de un análisis integral que tenga en cuenta todos los factores que afectan su comportamiento, el cual incluye el grado y el proceso de meteorización, su mineralogía, microestructura, discontinuidades, estado de esfuerzos, propiedades mecánicas, clasificación y caracterización del perfil.

En la tabla 10.4 se presenta un resumen de los elementos, características y procedimientos de análisis para una caracterización integral y en el texto del presente capítulo se analiza la mayoría de los diferentes elementos. La exactitud del diagnóstico depende del detalle con que se realice la caracterización del suelo residual y el ánalisis de cada uno de los factores.

Debe dedicarse esfuerzo especial a la determinación de la micro-estructura y estructura para de esta manera, identificar las superficiales preferenciales de falla. Para la caracterización del suelo residual se recomienda caracterizar igualmente la roca parental.

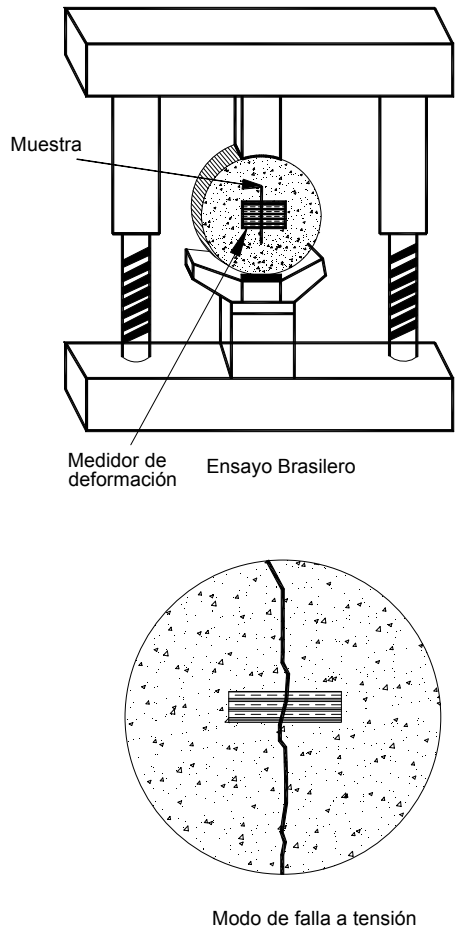


Figura 10.19 Esquema del ensayo de tensión brasilero utilizado para determinar el grado de meteorización.

Tabla 10.3 Resultados de un análisis modal micro-petrográfico (Irfan, 1988).

Material	Feldespatos Inalterados %	Feldespatos Alterados %	Cuarzo %	Biotita Inalterada %	Biotita Alterada %
1	10.2	40.5	24.3	0.1	1.9
2	9.4	41.4	21.5	0.8	3.0
3	2.7	55.6	25.2	0.0	3.0
4	10.2	28.9	32.9	0.0	4.2
5	9.4	46.2	18.7	0.2	1.6
6	7.0	46.2	22.7	0.0	4.4
7	5.5	47.2	22.9	0.0	0.9
Granito sano	68.2	2.0	28.0	0.7	0.3

Material	Otros %	Vacíos y Microgrietas %	Minerales Sanos %	Minerales Alterados %	Total Meteorización %	IMP
1	0.1	22.9	34.7	42.4	65.3	0.53
2	0.0	23.7	31.7	44.4	68.1	0.47
3	0.0	13.5	27.9	58.6	72.1	0.39
4	0.0	23.6	43.1	33.1	56.7	0.76
5	0.0	24.0	28.3	47.8	71.8	0.39
6	0.0	19.5	29.7	50.6	70.1	0.42
7	0.0	23.6	28.4	48.1	71.6	0.40
Granito sano	0.1	0.6	97.0	2.3	2.9	**33.4**

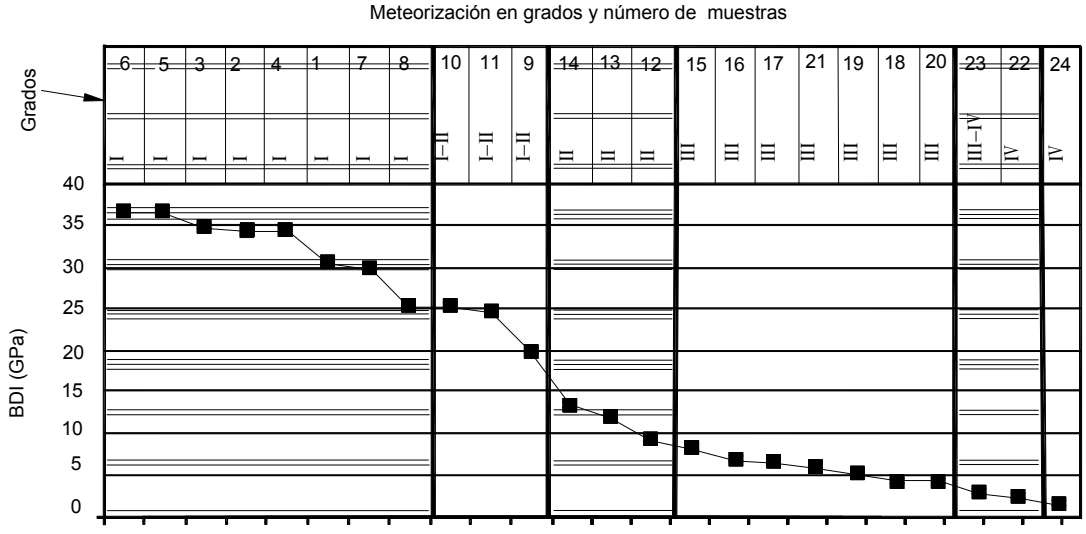


Figura 10.20 Curva de calibración del BDI (Indice de deformación brasilero) para obtener el grado de meteorización de un granito (Aydin y Basu, 2006).

Tabla 10.4 Metodología para la caracterización integral de un suelo residual.

Elemento	Factores a Caracterizar	Procedimiento
Medio Ambiente externo	Topografía, régimen de lluvias, humedad ambiental, temperatura, vegetación, sísmica, factores antrópicos.	Mediciones topográficas e hidrológicas, caracterización de cobertura vegetal. Indice climático.
Litología	Tipo de roca, minerales presentes, discontinuidades y micro-estructura de la roca original.	Caracterización geológica de los afloramientos de roca sana, secciones delgadas, micro-petrografía.
Estado de Meteorización	Proceso de desintegración física y descomposición química. Grado de meteorización.	Ensayo de arenosidad, Martillo de Schmidt, Indice micro-petrográfico, ensayos de penetración.
Mineralogía	Minerales resultantes del proceso de meteorización, tipos y % de arcilla, sesquioxidos.	Análisis termo-gravimétrico, escaneado con electromicroscopio, Microscopio óptico, Difracción de rayos X.
Microestructura	Textura, arreglo de partículas, ensamble, fábrica, matriz, tamaño de granos, terrones, sistema de soporte. Cementación entre partículas, alteración o remoldeo, anisotropía.	Análisis al microscopio y electro-microscopio.
Estructura	Discontinuidades heredadas, juntas, diaclasas, foliaciones, estratificación, fallas, intrusiones. Separación, continuidad, relleno y propiedades de las discontinuidades.	Análisis visual de apiques, sondeos y afloramientos de suelo residual. Microscopio óptico.
Propiedades Mecánicas	Resistencia al cortante, cohesión y, ángulo de fricción de la masa de suelo y de las discontinuidades, envolventes de falla, relación de vacíos, permeabilidad, dispersividad, factores que afectan estas propiedades.	Ensayos de campo y de laboratorio. Resistencia al cortante, permeabilidad, peso unitario, relación de vacíos, porosidad, dispersividad.
Régimen de aguas subterráneas	Humedad, grado de saturación, succión, Posibilidad de aumento rápido de humedad, avance del frente húmedo. Régimen interno de agua permanente y ocasional.	Ensayos de humedad, succión, velocidad de avance del frente húmedo. Redes de movimiento de agua permanente y por acción de lluvias.
Clasificación del suelo residual	Definición de la unidad de suelo, grupo y subgrupo, utilizando todos los elementos anteriores.	Sistema FAO Sistema de Wesley Nombre especial del suelo.
Caracterización del Perfil	Definición de las características del perfil. Profundidad del perfil.	Clasificación por el Método de Hong Kong (grados I a VI).
Superficies preferenciales de falla	Superficie de falla, tipo de falla.	Análisis geotécnico incluyendo agua, sismo, etc.

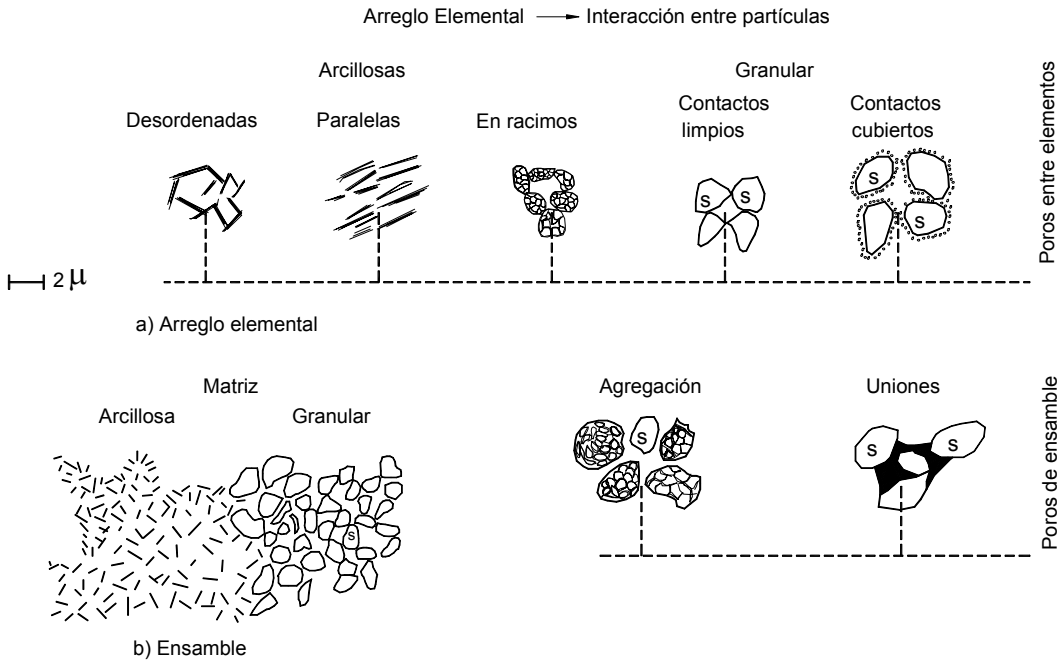


Figura 10.21 Elementos de la textura en un suelo residual (Blight, 1997).

MICROESTRUCTURA DE LOS SUELOS RESIDUALES

Los términos microestructura, fábrica y textura, se refieren al arreglo físico de los granos o partículas. Este arreglo junto con la mineralogía, el grado de meteorización y la estructura de discontinuidades, determina el comportamiento ingenieril de la mayoría de los suelos residuales.

La microestructura incluye la microfábrica, la composición y las fuerzas entre partículas. Las investigaciones de microestructura se realizan utilizando microscopios ópticos o microscopios electrónicos. Generalmente, la microestructura se analiza en dos niveles: Textura y Fábrica. El arreglo y cementación de grupos de partículas es responsable de las altas relaciones de vacíos, bajas densidades, altas resistencias, baja compresibilidad y alta permeabilidad.

Textura

La textura puede revelar la orientación entre las partículas, la cementación y el contacto entre ellas (Figura 10.21). La influencia de la textura en las propiedades ingenieriles de los suelos residuales tropicales fue enunciada por Terzaghi describiendo

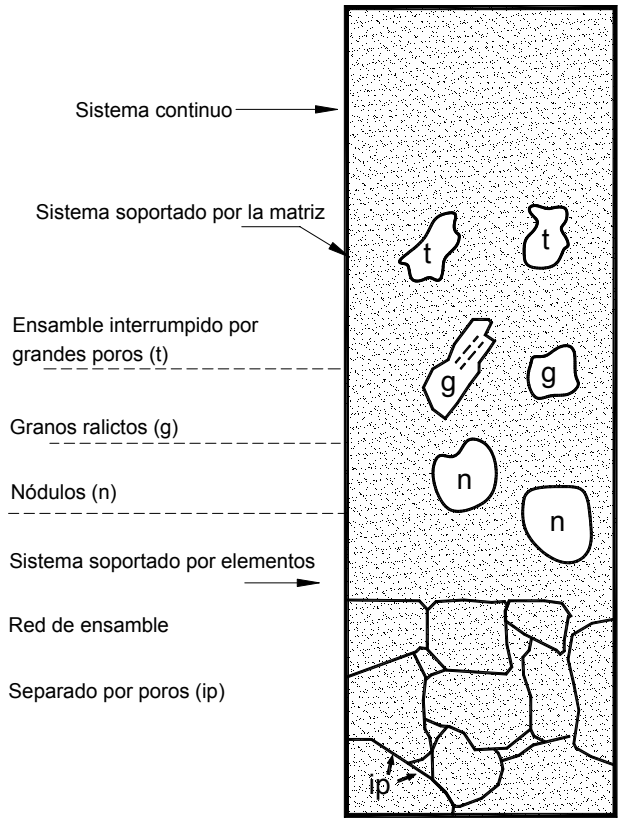


Figura 10.22 Sistemas de fábrica en un suelo residual.

la arcilla en una presa, sobre la base de que ésta ocurría en grupos densos de partículas de arcilla cementados por óxido de hierro. Esta afirmación ha sido ratificada por varios autores a través de los años.

Arreglo Elemental de Partículas

Las partículas arcillosas pueden encontrarse en arreglos desordenados, paralelos o en racimos y las partículas granulares (Arenas y limos) en agrupaciones de partículas con los contactos limpios o cubiertos de otro material, generalmente de arcilla.

La mayoría de los suelos tropicales son susceptibles a la descomposición física por la manipulación de los "terrones o racimos" que se forman. El rompimiento de estos racimos dificulta la determinación exacta de sus propiedades físicas y complica el proceso de compactación en el campo.

Ensamble

El ensamble de las partículas corresponde a la forma como interactúan las partículas unas con respecto a las otras. El ensamble presupone la existencia de una matriz, la cual puede ser arcillosa o granular y se forma por la agregación o la unión de las partículas.

La disolución y lavado de la matriz o uniones y la cementación conducen al desarrollo de una estructura porosa. Este efecto es producto de la frecuente ocurrencia de lluvias y por esto es necesario analizar el efecto de las lluvias sobre los poros y uniones entre las partículas. El ensamble puede ser modificado por el flujo de corrientes de agua.

Fábrica

La fábrica muestra la organización general de los grupos de partículas (Figura 10.22). El sistema de fábrica puede ser de tres formas:

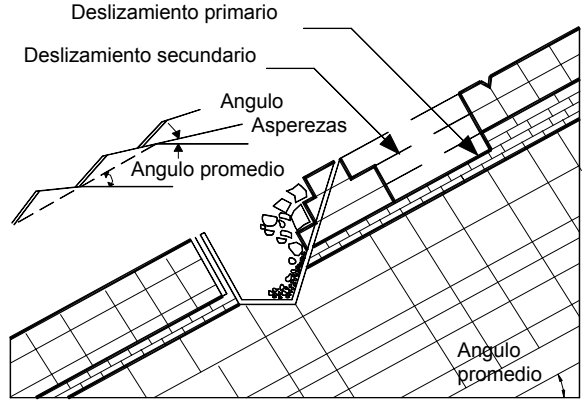
- ***Sistema continuo***
  La matriz y las partículas o elementos forman un todo homogéneo, aunque existen uniones entre partículas éstas no interrumpen la continuidad de la fábrica.

- ***Sistema embebido por una matriz***
  El ensamble forma un elemento homogéneo, pero es interrumpido por poros, granos grandes, relictos o nódulos de materiales diversos.

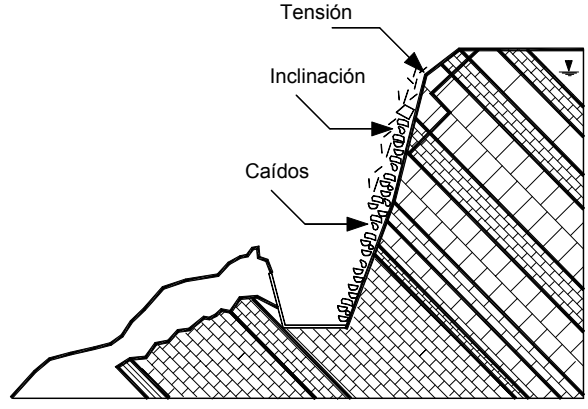
- ***Sistema soportado por una red de clástos, bloques o terrones***
  En este caso aparecen varios elementos que se integran entre sí, separados por poros, pero es la microestructura del ensamble de estos elementos, los que le dan soporte al material.

La Porosidad

La porosidad es uno de los parámetros que controla otras propiedades de la roca. A medida que avanza el proceso de meteorización, pueden desarrollarse vacíos o agrandarse los poros entre los granos de minerales. Al meteorizarse la roca, cambia la distribución de los tamaños de los poros, su geometría y conectividad, así como las características del agua dentro de los poros. Este proceso ocurre tanto en las rocas ígneas como en las sedimentarias.



A. Buzamiento en la dirección del talud



B. Buzamiento en la dirección contraria al talud

Figura 10.23 Efecto de las discontinuidades en la falla de los taludes.

La porosidad a su vez permite la acumulación de agua en los poros, lo cual facilita la meteorización y el lavado; también, es un factor importante en la resistencia de la roca, debido a que los vacios reducen la integridad del material.

ESTRUCTURA DE LOS SUELOS RESIDUALES

Según Blight (1977) citando a Lumb, las juntas en la mayoría de las rocas ígneas y la estratificación en rocas sedimentarias, permanecen en los suelos residuales. Igual cosa ocurre con la esquistosidad y la foliación de algunas rocas metamórficas.

Juntas o Diaclasas

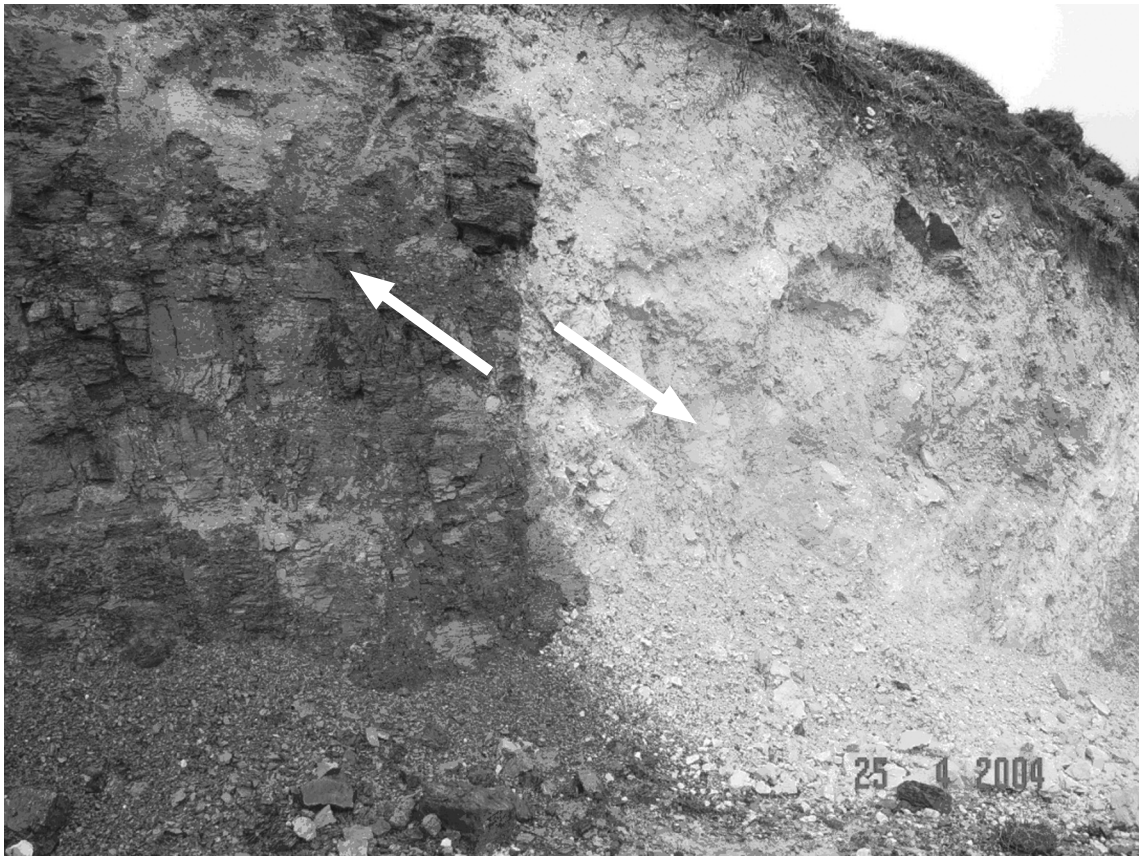
Las juntas juegan un papel importante en las fallas de materiales residuales (Figura 10.23). Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poros. Por lo general, se encuentran más abiertas en la superficie que en la profundidad.

El agua al pasar a través de la junta produce meteorización de sus paredes, creando arena o arcilla que forman superficies de debilidad. Adicionalmente, el agua que viaja a lo largo de las juntas puede llevar arcilla en suspensión que es depositada en ellas y las discontinuidades se hacen peligrosas, si se encuentran rellenas de arcilla.

Blight afirma que la resistencia a lo largo de una estructura heredada puede ser la mitad de la resistencia en el suelo residual intacto y cita casos en que la resistencia es de solamente 1/3 de la resistencia a través del suelo. Las superficies de falla pueden coincidir con una junta o pueden comprender varias familias de juntas diferentes formando bloques deslizantes.

Foliaciones

Las foliaciones son superficies generalmente paralelas, de baja cohesión y por las cuales las rocas se pueden partir, esto se debe principalmente, a los efectos de metamorfismo y son conocidas como pizarrosidad, esquistosidad, foliación, etc.



Fotografía 10.1 Ejemplo de falla geológica en un talud y su efecto sobre la meteorización. A lado y lado de la falla la roca se encuentra muy meteorizada.

Este fenómeno produce direcciones de debilidad muy similares a diaclasas, pero son menos separadas y pueden inducir el desmoronamiento de los suelos al momento de moverse, produciéndose flujos secos del material desintegrado.

Estratificación

La estratificación genera superficies de debilidad por el cambio de material. Cuando los materiales a lado y lado de la estratificación son de propiedades mecánicas similares, trabajan en forma similar a una diaclasa, pero cuando la diferencia de propiedades es grande, como en el caso de la estratificación de areniscas y lutitas, la situación se hace más compleja y se produce la concentración de agua en la interfase y flujo dentro del material más permeable. Este fenómeno genera una zona de meteorización a partir del plano de estratificación que debilita esta superficie.

Fallas

Las fallas producen una zona de debilidad varios metros a lado y lado; y en el caso de fallas de gran magnitud, de varios centenares de metros en dirección normal a éstas. En algunos casos son verdaderas familias de fallas que parecen especies de diaclasamiento. El material fracturado a lado y lado de la falla puede producir zonas inestables dentro de la formación estable. (Fotografía 10.1)

Los planos de falla a su vez, pueden estar rellenos de arcilla o completamente meteorizados, formando superficies débiles muy peligrosas. Es común que un deslizamiento esté directamente relacionado con la presencia de una falla geológica.

Intrusiones

A veces los deslizamientos son generados por la presencia de intrusiones de materiales más permeables que tienen su efecto sobre el régimen de aguas. Las diferencias en el grado de cristalización y el tamaño de los cristales, también afectan la estabilidad de los taludes en las rocas ígneas y metamórficas.

Efecto de las Discontinuidades Heredadas

En la medida en que los detalles de la micro-fábrica y de la macroestructura se preservan en el suelo residual, se presentan estructuras heredadas dentro del suelo, las cuales actúan como discontinuidades que pueden eventualmente facilitar la ocurrencia de deslizamientos.

Aunque estas juntas relictas sufren un proceso de debilitamiento por la meteorización, su localización, orientación, continuidad y su papel como planos preferenciales de debilidad se mantienen (Aydin, 2006).

La meteorización induce cambios en las propiedades de las juntas tales como la alteración de las paredes, relleno con materiales diversos por depositación, disminución de la rugosidad, aumento de la abertura, ablandamiento de las asperitas, incremento de los planos de curvatura por acción de la fatiga y deformación de la masa. Cuando el suelo se encuentra muy meteorizado, es difícil identificar las discontinuidades heredadas.

Las discontinuidades como superficie de falla

La posibilidad de que las discontinuidades heredadas formen parte de una superficie de falla potencial, depende de sus parámetros de geometría, incluyendo su orientación, espaciamiento y persistencia. Sin embargo, es muy difícil de predecir con precisión la localización de fallas sobre estas discontinuidades.

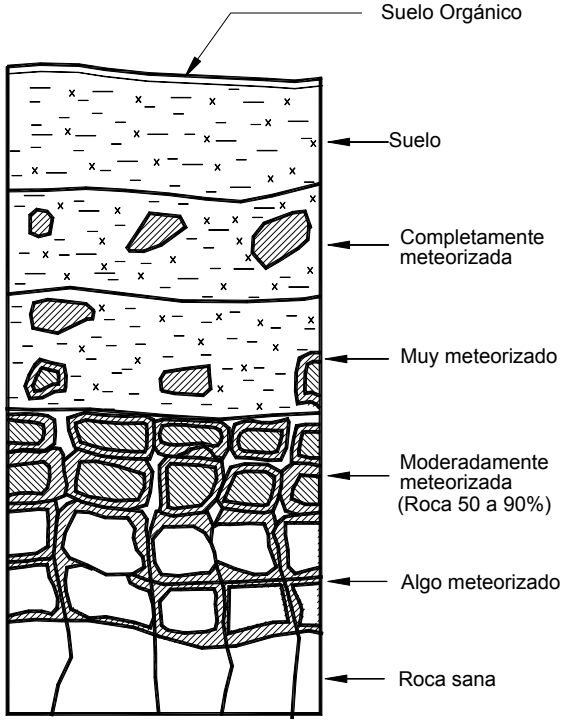


Figura 10.24 Diagrama de un perfil típico de suelo residual tropical (Según Little, 1969).

Las discontinuidades en el suelo residual pueden originar superficies de falla complejas de acuerdo con su localización y características. Se pueden presentar fenómenos de rotación de bloques, reptación y volteo. Gran cantidad de deslizamientos son asociados con las discontinuidades heredadas (Chigira, 2001; Wen y Aydin, 2003).

Las discontinuidades heredadas representan una incertidumbre de amenazas a los deslizamientos, debido a su dificultad para caracterizar y es muy común que en un estudio geotécnico éstas sean ignoradas. El relleno de las discontinuidades heredadas con vetas de otros materiales, como arcillas u óxidos de Fe-Mn, determinan en muchos casos, el comportamiento de estas discontinuidades.

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS RESIDUALES

Clasificación de Wesley

Los suelos residuales poseen características específicas, las cuales no están representadas adecuadamente en el sistema unificado de clasificación de suelos entre las cuales Wesley (1997) indica las siguientes:

- El comportamiento de los suelos residuales depende en forma significativa, de la mineralogía y la estructura.
- El grado de meteorización no se tiene en cuenta en los sistemas normales de clasificación.
- Los sistemas de clasificación se basan en las propiedades del suelo en estado remoldeado y el comportamiento de los suelos residuales depende de su estado "in situ".

Wesley (1988) propuso un sistema de clasificación de suelos residuales el cual está basado en tres factores básicos (Tabla 10.5):

Composición

Se refiere al material de que está constituido e incluye tamaño, forma y especialmente, la composición mineralógica de la fracción fina.

Macroestructura

Incluye todos los detalles que se pueden observar visualmente como son discontinuidades, capas, fisuras, poros, presencia de materiales no meteorizados o parcialmente meteorizados y estructuras heredadas.

Microestructura

Fábrica, cementación entre partículas, forma y tamaño de los poros, etc. El sistema de clasificación de Wesley no puede tomarse aislado de otros elementos como son el estado o nivel de meteorización, las propiedades mecánicas, las modificaciones o cambios al profundizarse en el perfil, las superficies de cambios bruscos de propiedades, etc.

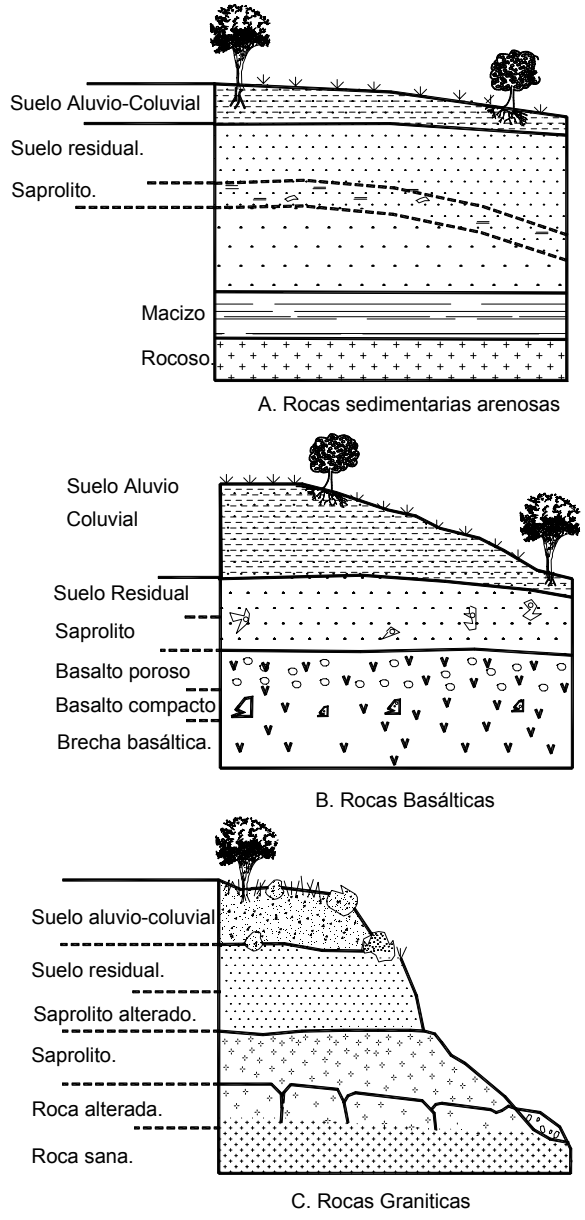


Figura 10.25 Esquema de algunos perfiles típicos en materiales residuales.

Tabla 10.5 Sistema de clasificación de los suelos residuales (Wesley, 1997).

Grupo	Subgrupo	Ejemplo	Identificación	Comentarios
A Suelos sin influencia mineralógica fuerte	**(a)** Influencia fuerte de la macroestructura	Suelos de rocas ígneas ácidas o intermedias rocas sedimentarias muy meteorizadas.	Inspección visual	Este es un grupo muy grande de suelos, incluyendo los saprolitos, cuyo comportamiento en las laderas es dominado por la influencia de las discontinuidades, fisuras, etc.
	(b) Influencia fuerte de la micro-estructura	Suelos de rocas ígneas y sedimentarias completamente meteorizadas.	Inspección visual y evaluación de la sensitividad e índice de liquidez.	Son suelos esencialmente homogéneos. Es importante la identificación de la naturaleza y el papel de las discontinuidades heredadas, tanto primarias como secundarias para entender el comportamiento.
	(c) Poca influencia de la estructura	Suelos derivados de rocas muy homogéneas	Poca o ninguna sensitividad y apariencia uniforme.	Se comportan en forma similar a los suelos moderadamente sobreconsolidados.
B Suelos fuertemente influenciados por minerales comunes	**(a)** Grupo de la Esmectita y Montmorillonita.	Suelos negros tropicales y suelos formados en condiciones pobremente drenadas.	Colores gris a negro y alta plasticidad.	Suelos problemáticos encontrados en zonas planas; son de baja resistencia, alta compresibilidad y características fuertes de expansión y contracción.
	(b) Otros minerales comunes			Subgrupo relativamente pequeño.
C Suelos fuertemente influenciados por minerales arcillosos propios solamente de los suelos residuales	**(a)** Grupo de los Alófanos	Suelos derivados de ceniza volcánica.	Contenidos de agua muy altos y cambios irreversibles al secarse.	Altos límites líquidos y plásticos. Las características de ingeniería son generalmente buenas, aunque en algunos casos, la alta sensitividad hace difícil el manejo y la compactación.
	(b) Grupo de la Aloisita	Suelos derivados de rocas volcánicas antiguas, especialmente arcillas rojas tropicales.	Color rojo, topografía bien drenada.	Suelos finos de baja a media plasticidad, pero de baja actividad. Las propiedades de ingeniería son generalmente buenas. (Debe tenerse en cuenta que con frecuencia, se traslapan los suelos alófanos y los aloysíticos).
	(c) Grupo de los Sesquioxidos	Suelos lateríticos o lateritas	Apariencia granular o nodular.	Es un grupo muy amplio que van desde arcillas limosas hasta gravas y arenas gruesas. Su comportamiento varía desde la baja plasticidad hasta la grava no plástica.

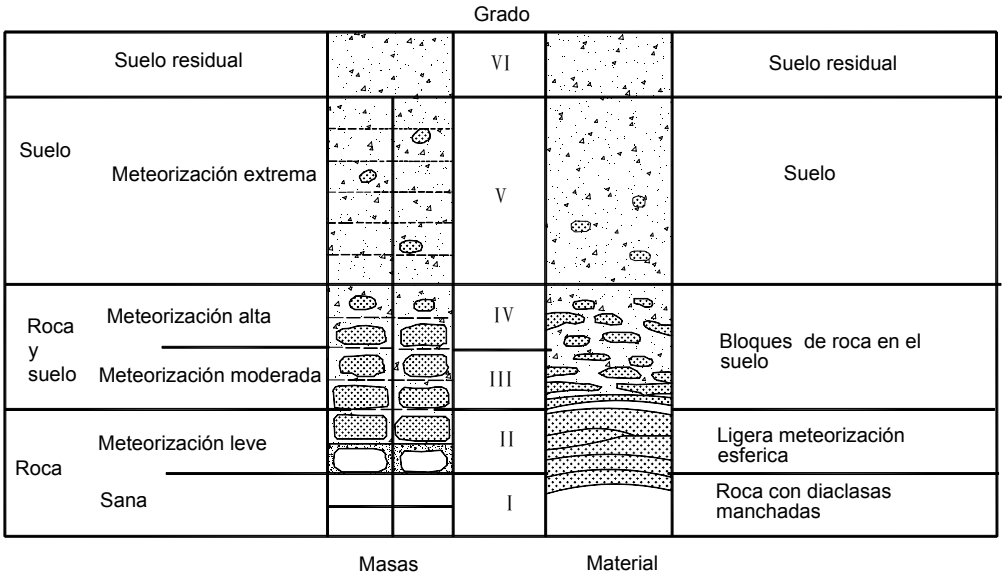


Figura 10.26 Clasificación del perfil de suelo residual empleado en el Reino Unido. (Dearman, 1995).

Tabla 10.6 Sistema de clasificación del perfil de meteorización empleado en Hong Kong (Modificado de la Geotechnical Control Office, 1987)

Grado	Descomposición	Detalles de Diagnóstico en las Muestras
VI	Suelo	Todos los materiales de roca se convirtieron en suelo. La estructura y la textura de la roca fueron totalmente destruidas. No aparece textura reconocible de roca. El material generalmente es limoso o arcilloso y muestra un color relativamente homogéneo. Las capas superficiales pueden contener materia orgánica y raíces.
V	Completamente descompuesta	Todos los materiales de roca se convirtieron en suelo. Roca completamente descompuesta, pero aún aparece textura de roca ligeramente reconocible. Los materiales son arenosos y friables si se sumergen en agua o se presionan con la mano.
IV	Muy descompuesta	El material de roca se encuentra en una etapa de transición para formar suelo. En sectores aparece roca y suelo. El material se encuentra totalmente decolorado, pero la fábrica se conserva y la estructura del macizo rocoso se mantiene parcialmente. Pedazos grandes que pueden ser destruidos con las manos.
III	Moderadamente descompuesta	Los materiales de roca muestran decoloración parcial. La estructura y la fábrica de la roca se conservan completamente. Las discontinuidades comúnmente están rellenas de materiales ricos en hierro. Pedazos grandes que no pueden ser descompuestos por las manos (muestras tomadas con broca a rotación).
II	Algo descompuesta	Hay decoloración a lo largo de las discontinuidades y parcialmente, en la masa de roca. La estructura y la textura se conservan completamente. Aparece como roca sana pero tiene manchas con muestras de descomposición. Los ángulos de los fragmentos no pueden ser destruidos fácilmente.
I	Roca sana	No hay signos visibles de meteorización, aunque puede haber alguna decoloración en las superficies de las discontinuidades más importantes.

PERFIL DEL SUELO RESIDUAL

Generalmente, los perfiles de los suelos residuales se componen de zonas de diferente meteorización que van desde el suelo propiamente dicho hasta la roca sana (Figura 10.24).

Como los suelos residuales se descomponen de la roca parental, el perfil de suelo representa una historia del proceso de meteorización. Los sistemas de clasificación de perfiles presentan diferentes estados de meteorización y separan los perfiles verticales en diferentes zonas.

Se han tratado de definir zonas homogéneas, pero en la práctica, no existe zonificación real dentro de un perfil, sino un cambio gradual de las características de los materiales con la profundidad; incluso, es muy difícil definir en forma precisa, el límite de la roca sana con el suelo residual o la roca descompuesta (saprolito).

El perfil general descrito por Deere y Patton en 1971, distingue tres zonas: suelo residual, roca alterada (saprolito) y roca sana. Los saprolitos retienen las estructuras de la roca parental, pero solamente un poco de la resistencia de éste.

El espesor de estos horizontes saprolíticos de suelo residual puede variar de unos pocos metros a más de 20 m con valores típicos de 5 a 9 m. Aunque presentan gran heterogeneidad es común que se observen cambios graduales de sus características con la profundidad, especialmente en lo relacionado con la resistencia al cortante y la permeabilidad.

Los análisis de tamaño de granos muestran que generalmente la cantidad de partículas de limo y arcilla, disminuyen al aumentar la profundidad. Los espesores del perfil de suelo y las propiedades dependen de la roca parental, discontinuidades, relieve y clima (Figura 10.25). Como estos factores varían horizontalmente, el perfil puede variar en distancias relativamente cortas.

Los perfiles de suelos residuales producto de rocas foliadas o estratificadas son marcadamente isotrópicos y generalmente, son más débiles y permeables a lo largo de los planos de orientación (Sowers, 1985).

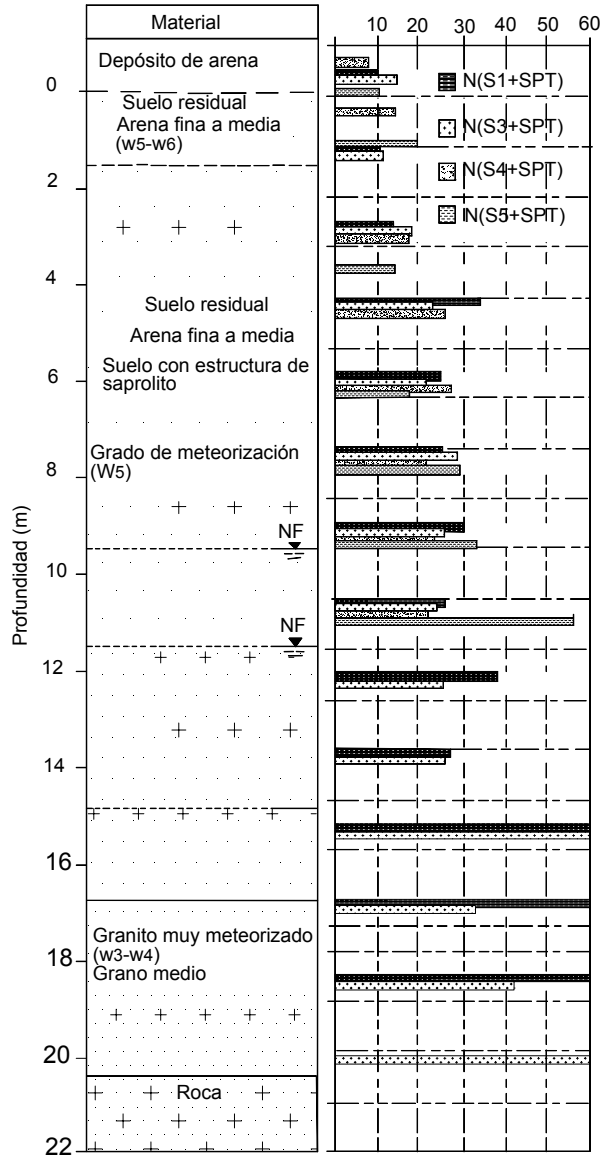


Figura 10.27 Valores de SPT en varios sondeos y el perfil general de meteorización de un granito. W_3, W_4, W_5, W_6 son los niveles de meteorización. (Da Fonseca y otros, 2006).

Clasificación del perfil

Las clasificaciones más utilizadas para los grados de meteorización de un perfil de suelo residual son las desarrolladas en Hong Kong (Phillipson y Brand, 1985), El Reino Unido (Dearman y Turk, 1985) y los Estados Unidos (Sowers, 1985), (Figura 10.26 y tabla 10.6).

CARACTERIZACIÓN DEL PERFIL DE UN SUELO RESIDUAL

El perfil de suelo residual se puede caracterizar utilizando los ensayos SPT o CPT, y en ocasiones, se utiliza el dilatómetro. Igualmente, se puede caracterizar utilizando ensayos geofísicos y en especial, la sísmica superficial o el sondeo, la resistividad eléctrica o la penetración con radar. Cada una de estas metodologías tiene sus ventajas y sus limitaciones.

Caracterización Utilizando el SPT y el CPT

El ensayo SPT es uno de los más empleados para caracterizar suelos residuales (Viana da Fonseca y otros, 2004, Carvalho y otros 2004). Con el valor de N_{60} tomado de los ensayos SPT, se puede encontrar el ángulo de resistencia al cortante, el cual en la mayoría de los suelos residuales, varía de 30º a 40º. A su vez, el ensayo CPT permite determinar el valor de q_c, el cual puede utilizarse como criterio para caracterizar el suelo residual (Figuras 10.27 y 10.28)

Tanto el SPT como el CPT muestran comúnmente un incremento con la profundidad, el cual equivale a mayores ángulos de fricción (ϕ'). De la misma forma, los ensayos SPT y CPT permiten correlacionar el tamaño medio de los granos (D_{50}). Para los suelos cohesivos, el ensayo del dilatómetro es muy útil en la evaluación de las condiciones del perfil del suelo residual. (Cruz y otros, 2004).

Caracterización Utilizando Geofísica

En los últimos años se ha popularizado el uso de la geofísica para caracterizar los suelos residuales.

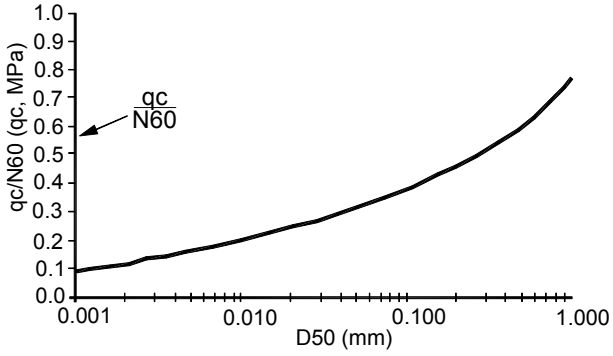


Figura 10.28 Relación de q_c del ensayo CPT y N del ensayo SPT con el D_{50} en los suelos del Brasil (Dansiguer, 1998).

Los métodos geofísicos utilizados con este objetivo son principalmente la sísmica superficial (ondas P y S, la tomografía de refracción, la reflexión de alta resolución, los métodos "Cross-Hole" y "Down-Hole", las imágenes eléctricas y la penetración con radar GPR).

En la figura 10.29 se muestra un ejemplo de la caracterización utilizando tomografía de refracción. La refracción sísmica no es muy sensitiva a variaciones laterales y verticales, tales como la presencia de bolsas de materiales meteorizados o la alternancia de bandas meteorizadas y no meteorizadas y zonas de material parcialmente meteorizado por encima de la roca.

Para el uso de la geofísica, es recomendable complementarla con algunos sondeos que permitan calibrar los modelos. De los sistemas geofísicos, los más confiables son los métodos "Down-Hole", los cuales incluyen el sondeo de correlación.

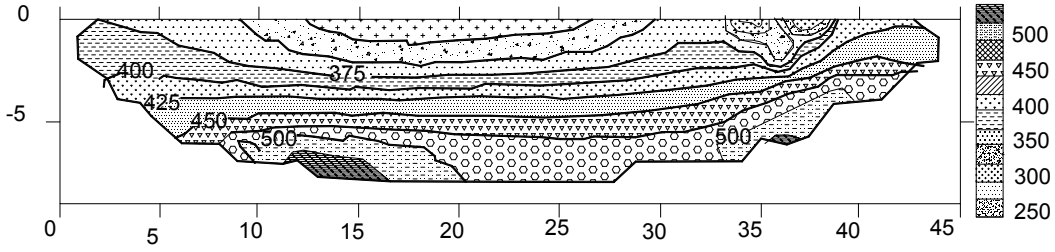


Figura 10.29 Tomografía de refracción de onda P para caracterizar el perfil de suelo residual (Da Fonseca y otros, 2006).

Uso de Sondeos y Excavaciones

Los sondeos neumáticos, a percusión o a rotación, permiten obtener una evaluación general de la calidad del perfil, especialmente cuando se mide la velocidad de perforación (Figuras 10.30 y 10.31). Los sondeos detectan las diferencias de propiedades con la profundidad, pero no permiten caracterizar a detalle las juntas. Este método debe complementarse con la toma de muestras u otro sistema de caracterización. Para la identificación de las estructuras heredadas, se recomienda la excavación de apiques o trincheras para análisis visual directo. Debe tenerse en cuenta que las discontinuidades heredadas son muy importantes para evaluar las amenazas a deslizamiento en los taludes.

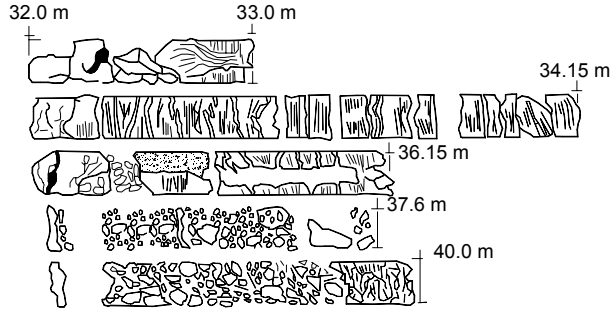


Figura 10.30 En un sondeo se puede identificar el perfil del suelo residual (Cragg y Ingman, 1995).

SUELOS RESIDUALES DE ROCAS ÍGNEAS

Las rocas ígneas varían en tamaño de partículas y mineralogía. Las rocas ígneas ácidas se meteorizan más rápidamente que las rocas ígneas básicas. Es común que en el proceso de meteorización, queden dentro de la masa descompuesta bloques de roca relativamente inalterados. La alteración química afecta los feldespatos y micas convirtiéndolos en arcilla, mientras el cuarzo permanece como arena. La descomposición ocurre a lo largo de las juntas formando bloques meteorizados esferoidalmente, dejando en el centro, volúmenes de granito inalterado.

En áreas de granitos, el agua al pasar por las discontinuidades se vuelve ácida y ayuda a acelerar el proceso de descomposición, pudiéndose presentar casos de más de 50 metros de espesor de suelo residual (Blyth y Freitas, 1984).

Fitzpatrick y Le Roux (1977) encontraron que el espesor de los perfiles del suelo residual es mayor en la parte baja de los taludes de granito meteorizado, mientras que en la parte alta, predomina la caolinita y en las áreas bajas, las cuales son más húmedas, predomina la esmectita.

En suelos de origen ígneo generalmente hay un solo perfil con suelo en la superficie, luego el saprolito y finalmente, las rocas alterada y sana (Figura 10.32).

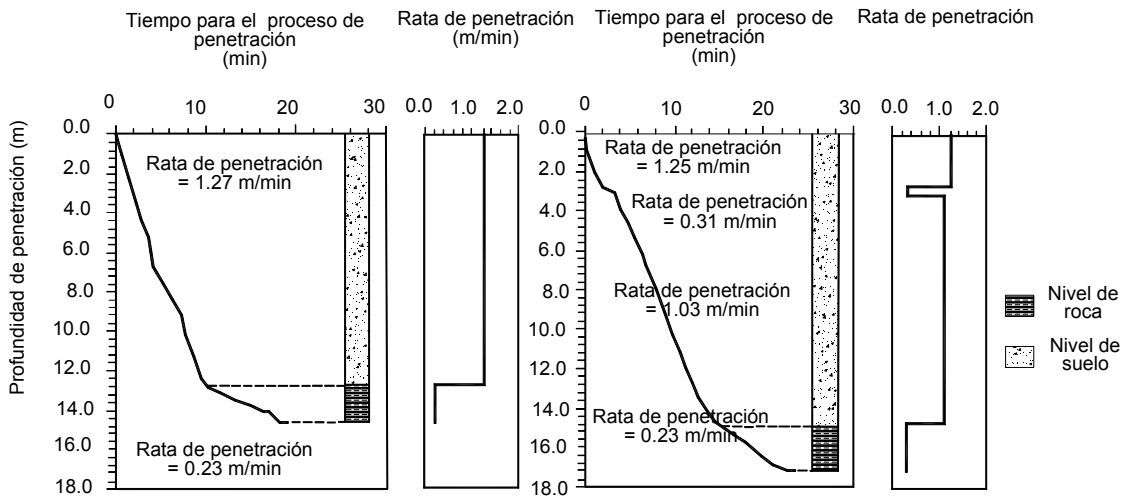


Figura 10.31 La velocidad de penetración de una perforación o sondeo permite correlacionar el grado de meteorización (Sugawara y otros, 2003).

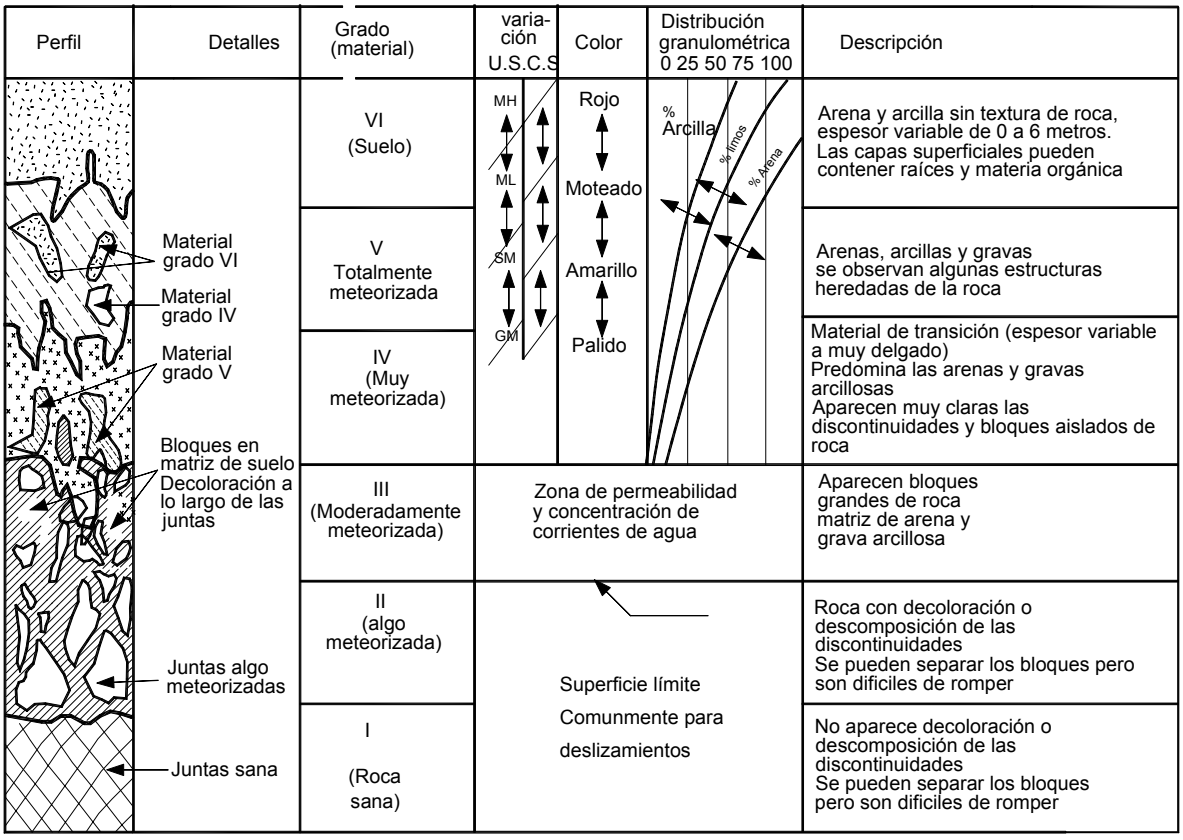


Figura 10.32 Perfil de meteorización en materiales de origen Igneo-Metamórfico.

Las rocas ígneas intrusivas ácidas (con gran contenido de cuarzo) como el granito, forman perfiles profundos, areno arcillosos, mientras las rocas ígneas básicas (poco cuarzo) forman perfiles menos profundos y más arcillosos.

La profundidad del perfil de meteorización depende no sólo de las características de la roca y del medio ambiente, sino también, de la pendiente del terreno; en las zonas de pendiente alta, los perfiles son poco profundos y los materiales tienden a ser granulares, mientras en las zonas de pendiente suave, los perfiles son más profundos y los materiales más arcillosos. Este fenómeno puede controlar el tipo de deslizamiento superficial que se genera en las pendientes altas y profundo, en las pendientes medianas. En las zonas de pendiente fuerte predominan los deslizamientos de traslación y flujos y en las de pendiente suave, los deslizamientos de rotación o compuestos.

SUELOS RESIDUALES DE ROCAS VOLCÁNICAS

Los perfiles de meteorización en los suelos de origen volcánico, son similares en su apariencia general con respecto a los suelos de origen ígneo intrusivo; pero en este caso, las discontinuidades tienden a ser horizontales y verticales, los deslizamientos tienden a ser controlados por las características del perfil de meteorización, aunque las discontinuidades pueden afectar el mecanismo del movimiento.

El tipo de falla que se presenta depende de la humedad (Figura 10.33), del espesor y la pendiente inferior del manto de meteorización intensa, donde aparecen diques, bloques o cantos grandes de materiales geológicamente diferentes. Los suelos residuales de origen volcánico generalmente son poco resistentes y estos suelos tienen tendencia a la coloración roja.

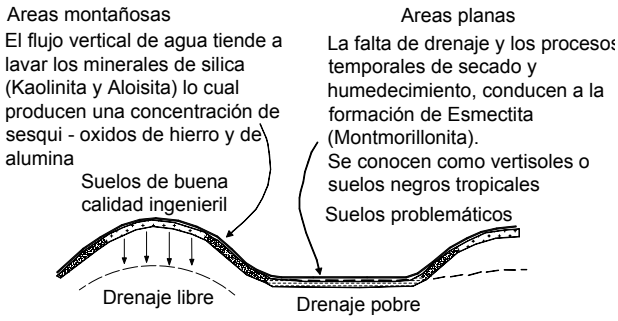


Figura 10.33 El drenaje y los procesos de meteorización en materiales volcánicos (Wesley).

El mineral de arcilla más común como producto de la meteorización de los suelos volcánicos, es la aloisita (Hurlimann y otros, 2001). Otro mineral comúnmente presente es la esmectita. Los suelos volcánicos son muy susceptibles a los deslizamientos y a los flujos de residuos y lodos. (Figura 10.34).

Cenizas Volcánicas

Son suelos residuales derivados de las cenizas volcánicas que se desarrollan a través de procesos de alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos) (Figura 10.35). Estos procesos transforman los minerales, la forma y el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad.

Su influencia es controlada por las condiciones climáticas y el tiempo (Lizcano y otros, 2006). Los mecanismos de disolución y lixiviación son muy importantes para la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas ya que llevan a zonas superficiales altamente porosas, las soluciones necesarias para la síntesis de minerales secundarios.

Los suelos derivados de cenizas volcánicas presentan relaciones de vacíos muy elevadas y porosidades muy altas. La mineralogía de éstos suelos tiene gran influencia sobre sus características y su comportamiento mecánico. Los minerales presentes en la fracción de arcilla son la alofana, imogolita y aloisita (Lizcano y otros, 2006).

La superficie de estos deslizamientos es ligeramente curva y de forma irregular definida por el contacto entre la capa de suelos derivados de cenizas volcánicas y la capa que la subyace, compuesta por materiales de origen vulcano-detrítico ligeramente meteorizados. Diferencias dramáticas en la permeabilidad de estos estratos conducen a la formación de un nivel freático colgado, que reduce los esfuerzos efectivos e incrementa la inestabilidad (Lizcano y otros, 2006).

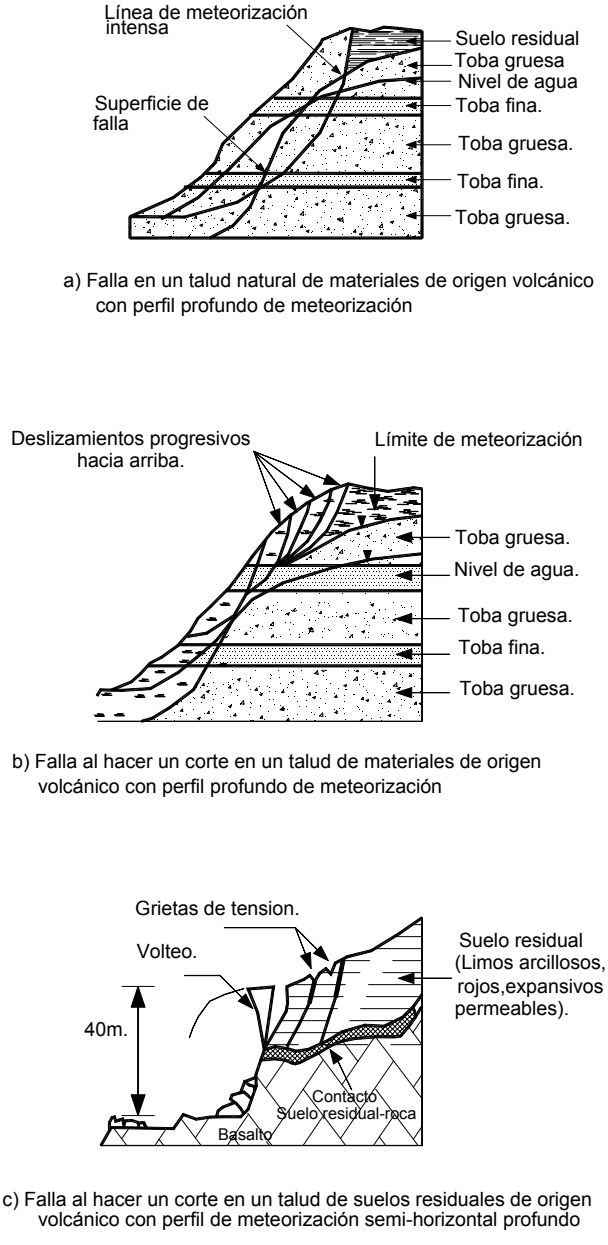


Figura 10.34 Fallas en los materiales de origen volcánico.

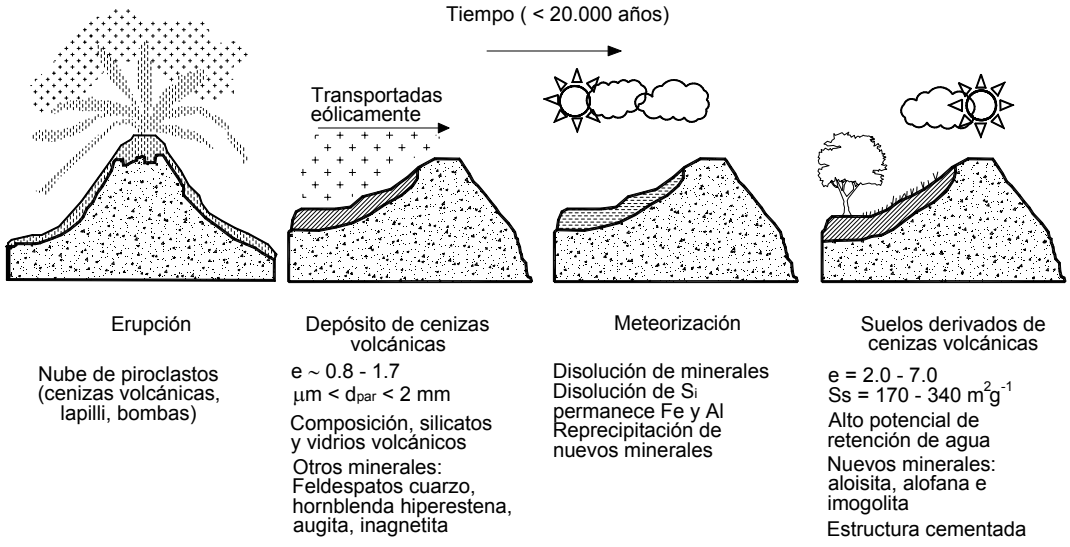


Figura 10.35 Formación de suelos derivados de cenizas volcánicas (Lizcano y otros, 2006).

Andesita

La Andesita es una roca oscura de origen volcánico. Los minerales de la andesita se descomponen definiendo una secuencia de colores muy bien definida.

Los minerales ferromagnesianos (Piroxenos) se alteran a clorita lo que le da un color verde a las zonas profundas del perfil de meteorización (Figura 10.36). La clorita se altera en la parte superior del perfil oxidándose, lo que le da un color amarillo o marrón formando ferricreto que equivale a una acumulación gradual de óxidos e hidróxidos de hierro. Este ferricreto puede ser grueso impermeable y compacto.

Los fenocristales de plagioclasa y biotita de la andesita, se muestran con óxidos de hierro a su alrededor y se depositan arcillas, especialmente esmectita. El contenido de esmectita disminuye con la profundidad. Igualmente, se identifican cristales de cuarzo, mica, hematita, calcita y otros minerales (Orhan y otros, 2006).

Basaltos

El basalto de acuerdo a Ollier (1969) es atacado primero a lo largo de los planos de juntas, conduciendo eventualmente a la meteorización esferoidal. La mayoría de los minerales comúnmente son convertidos en arcilla y óxido de hierro con bases sueltas en la solución y como no hay cuarzo en la roca original, el subproducto último de la descomposición con frecuencia, es un suelo marrón, pastoso, blando. Los basaltos se descomponen fácilmente a arcillas, especialmente esmectitas y zeolitas. Cuando el basalto se encuentra cercano a la superficie, ocurren procesos de expansión de estas arcillas y la roca se va desintegrando.

SUELOS RESIDUALES DE ROCAS METAMÓRFICAS

Las rocas metamórficas son mineralógicamente y texturalmente más complejas que otros tipos de roca, por ejemplo, las rocas esquistosas y neisicas tienden a concentrar acumulaciones de minerales como biotita, moscovita y horblenda en capas foliadas (Price, 1995). La meteorización química en esas capas es mayor que en las bandas adyacentes ricas en feldespatos y cuarzo.

La anisotropía de las propiedades mecánicas es mayor a medida que avanza el proceso de meteorización (Dobereiner y otros, 1993). En este proceso, se genera microfisuramiento de la roca, lo cual contribuye a cambios fuertes en las propiedades ingenieriles. La profundidad del perfil de meteorización depende, al igual que en las rocas ígneas, del relieve, el clima, la litología y la estructura.

García (1979) reporta perfiles de suelo en granitos meteorizados de diez metros de espesor, con una capa superficial delgada de arcilla plástica (MH) sobre limos arenosos (ML) y sobre una arena limosa (SM) y López describe un perfil MH-ML-SM-GM en materiales de anfibolitas.

Neises

En los neises, los feldespatos y los piroxenos tienden a meteorizarse rápidamente, los anfíboles se meteorizan a una rata intermedia y el cuarzo trata de permanecer. Los minerales son segregados en bandas y esta meteorización por bandeamiento afecta su manejo ingenieril. Los neises meteorizan generalmente a arenas de grano medio, micáceas, en perfiles menos profundos que los de un granito, pero de comportamiento muy similar, dependiente de las diferencias de clima, relieve, etc.

Esquistos

Los esquistos son extremadamente físiles a lo largo de la esquistosidad y este factor es muy importante en la meteorización; y aunque contienen a veces minerales resistentes a la descomposición, ésta puede ocurrir de forma relativamente fácil.

En los esquistos ocurre meteorización química por oxidación relacionada con la infiltración de agua y debilitamiento por relajación de fuerzas a lo largo de los planos de esquistosidad. Los procesos químicos pueden generar procesos mecánicos. La deformación genera una especie de pulverización. La anisotropía de la roca aumenta a medida que progresa la meteorización.

SUELOS RESIDUALES DE ROCAS SEDIMENTARIAS

Areniscas

Las areniscas se meteorizan a arenas, limos y arcillas. El proceso incluye meteorización química y física. Como resultado, se forman capas intercaladas o manchas de varios colores. Se pueden formar capas blancas de partículas de caolinita originadas por la meteorización de los feldespatos. La formación de caolinita es, tal vez, uno de los procesos más importantes en la meteorización de las areniscas. Igualmente, se forman capas de color rosado de partículas finas, arenas y limos oxidados. Estas partículas se encuentran comúnmente cementadas por óxidos de hierro o por cementos silíceos (Martins y otros, 2004). Los suelos residuales de areniscas presentan una resistencia menor en la dirección de las capas o vetas blancas de arcilla y una resistencia mayor en las concentraciones de arenas y limos oxidados. Las capas de arenas cementadas actúan como un refuerzo de la fábrica del suelo, generando una rigidez y una resistencia significativa al conjunto.

La forma como se localicen estas capas, va a determinar la susceptibilidad a los deslizamientos. En algunas areniscas, predominan las arcillas y en otras, los limos y arenas cementados (dependiendo de las condiciones de humedad en el proceso de meteorización). Los procesos de meteorización son menos complejos en las rocas sedimentarias de grano grueso. La mayoría de las areniscas están compuestas de granos de cuarzo cementados. La textura de la roca afecta la porosidad y ésta a su vez, a la meteorización.

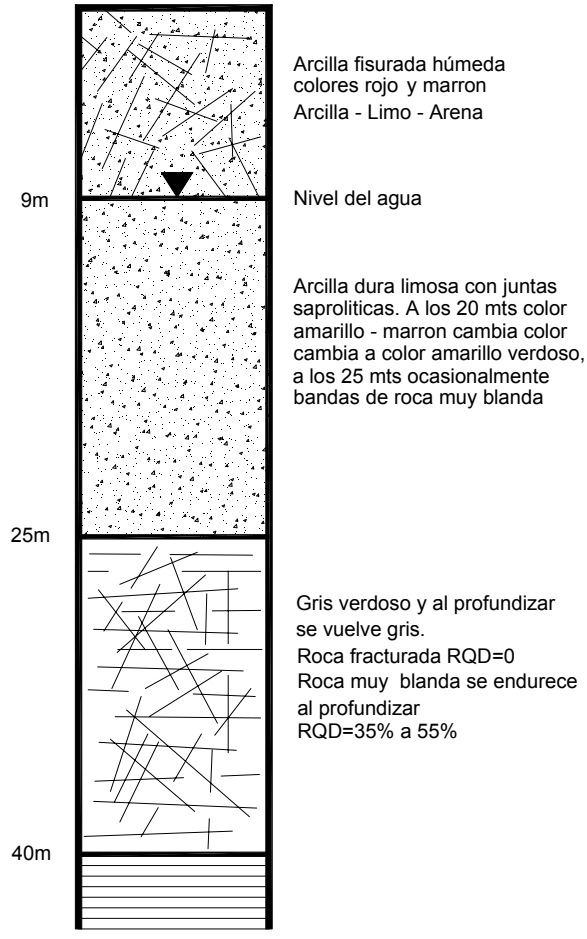


Figura 10.36 Perfil típico de andesita (Bligth, 1997).

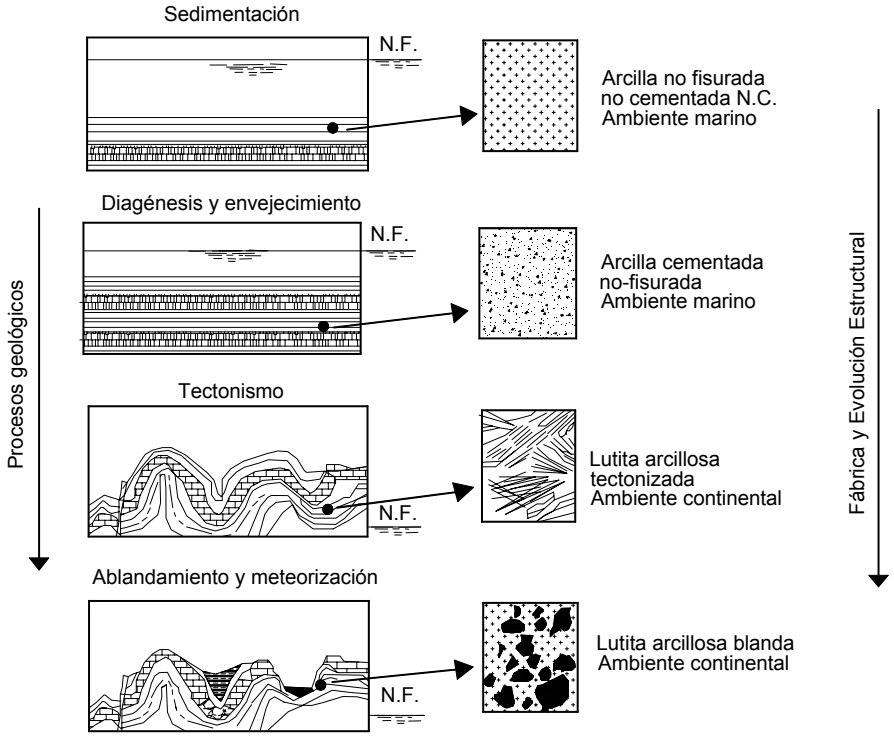


Figura 10.37 Evolución de las lutitas desde su formación (Picarelli y otros, 1998).

El principal proceso de descomposición es la disolución de los carbonatos o de los cementantes ferrosos (Price, 1995).

Lutitas

Las lutitas se formaron de la sedimentación y cementación de partículas de arcilla (Figura 10.37). En las rocas arcillosas predominan los procesos de meteorización física sobre los procesos de descomposición química. En las rocas arcillosas, los efectos de la meteorización sobre la estructura del suelo, son más importantes que los efectos sobre la mineralogía.

Generalmente, las arcillas que aparecen en los suelos residuales son del mismo tipo que las arcillas que componen la roca arcillosa, con muy pocas modificaciones mineralógicas. Por ejemplo, cuando aparece esmectita en el suelo residual, probablemente ésta también se encuentra en la roca parental (Fityus y Smith, 2004). Existen algunas excepciones, como es el caso de los suelos arcillosos con mantos o vetas de carbón, en los cuales se produce esmectita en el proceso.

Las lutitas contienen partículas de arcilla y limo, son comúnmente laminadas y las juntas son poco espaciadas. La meteorización superficial incluye el agrietamiento por relajación de esfuerzos o por procesos de humedecimiento y secado.

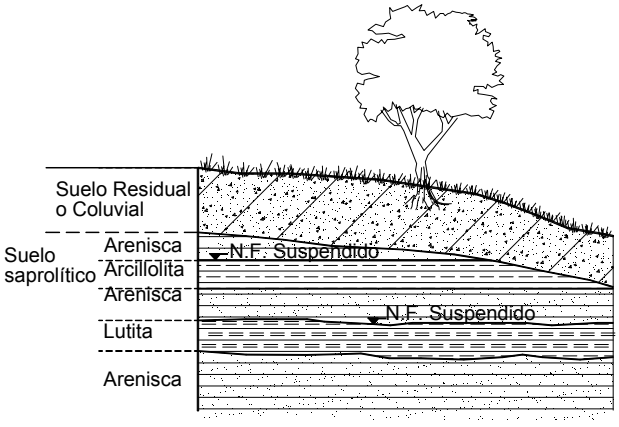


Figura 10.38 Niveles freáticos suspendidos en la estratificación de lutitas y areniscas.

La descomposición depende principalmente del tipo de arcilla presente así como de otros minerales como la pirita. La pirita que es muy común en las lutitas, puede oxidarse generando aguas ácidas, las cuales tienden a reaccionar con otros minerales. Los procesos de expansión y contracción de las arcillas determinan en buena parte el mecanismo de desintegración (Price, 1995).

Las lutitas constituyen cerca de la mitad del volumen de rocas sedimentarias sobre la corteza terrestre y han sido algunos de los materiales degradados más complicados de manejar en las obras de ingeniería civil.

Las lutitas al meteorizarse, forman inicialmente capas de arcilla de apariencia laminar, las cuales en el proceso final de meteorización se convierten en mantos gruesos de arcilla blanda laminada.

Las diferencias de conductividad hidráulica debidas a la distribución granulométrica y a la estratificación, pueden generar niveles colgados de corrientes de agua, que a su vez, producen meteorización diferencial de acuerdo con las condiciones de humedad y saturación de cada capa de suelo estratificado (Figura 10.38).

En los perfiles residuales de lutitas, aparece una capa superior blanda, completamente desintegrada, seguida de una zona de desintegración que disminuye con la profundidad (Bjerrum, 1967) y curiosamente, el contenido de agua aumenta bruscamente en la zona de contacto de la lutita inalterada con la zona medianamente alterada. Entre mayor es la meteorización, la conductividad hidráulica se hace menor. Se conocen casos de meteorización aislada de capas profundas asociadas con capas delgadas permeables (Figura 10.39).

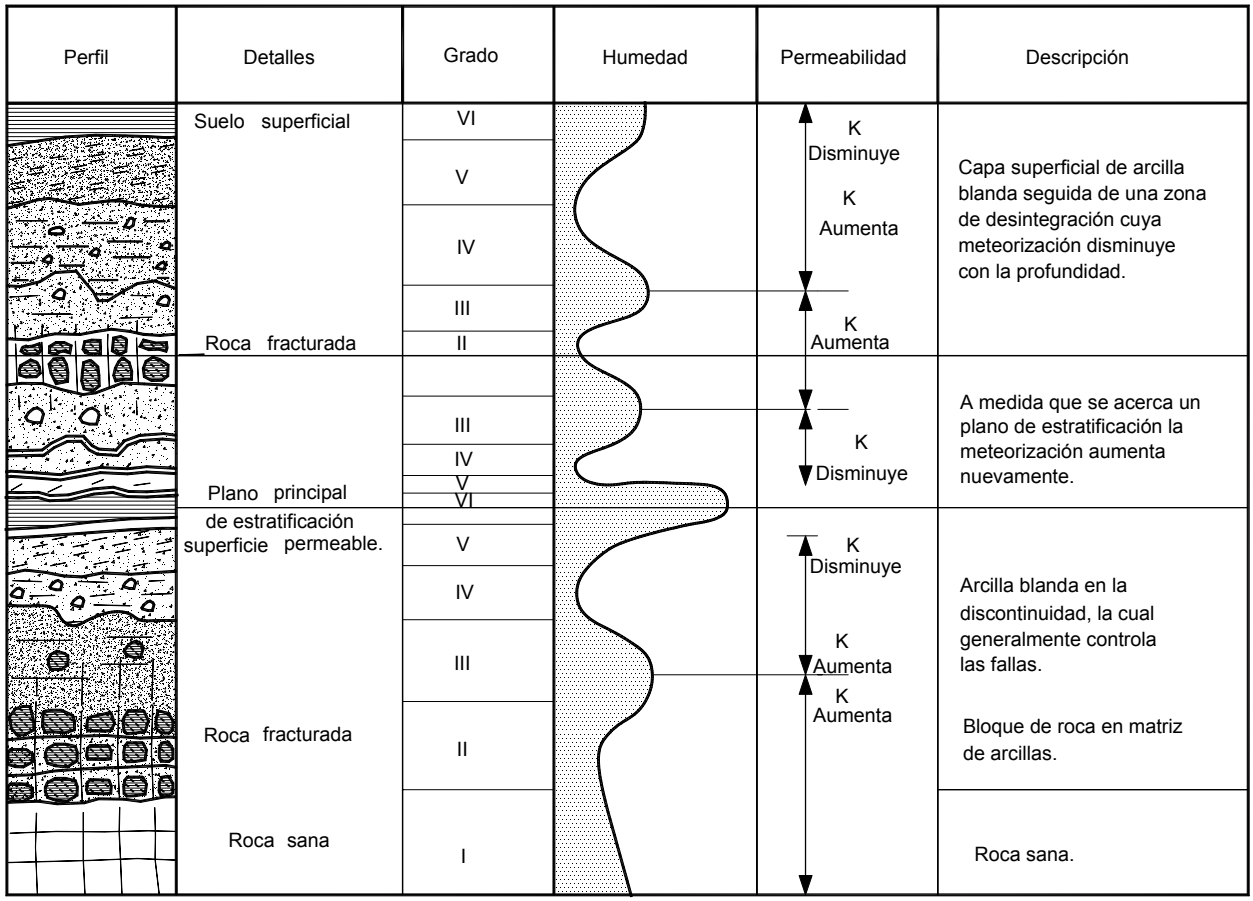
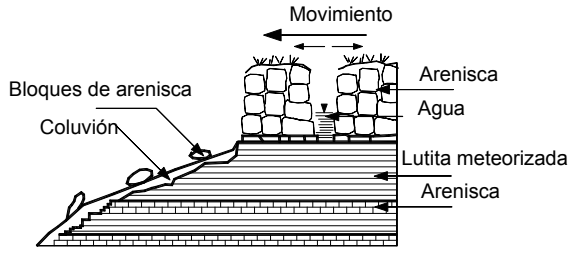
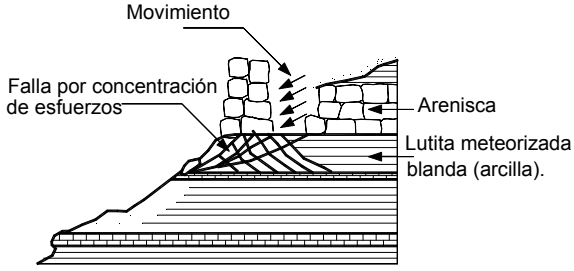


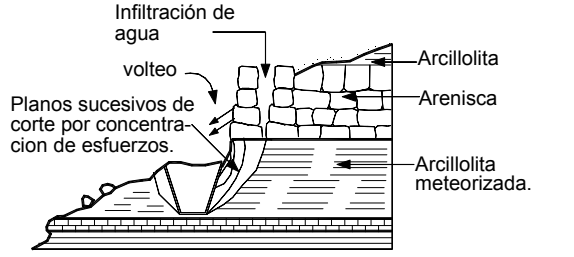
Figura 10.39 Perfil general de meteorización en materiales de origen sedimentario.



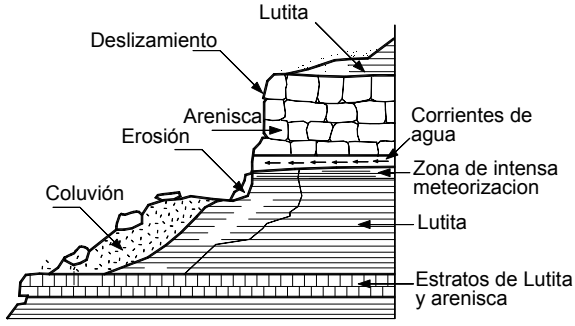
a) Desplazamiento horizontal



b) Aplastamiento de Lutita blanda.



c) Falla al cortante en la arcillolita



d) Falla al cortante en la Arenisca

Figura 10.40 Deslizamientos en intercalaciones de arcillolitas y areniscas, con estratificación horizontal.

Las fallas generalmente están relacionadas con capas algo profundas, por superficies de debilidad más o menos planas e intensamente meteorizadas con presiones altas de poros. De las rocas sedimentarias, las lutitas son las más susceptibles a deslizamientos. Las lutitas están conformadas por capas de diferente composición y por lo tanto de diferentes propiedades, tales como capas de bentonita, zonas de margas y planos de estratificación que pueden controlar las superficies de deslizamiento y las trayectorias de infiltración.

Las intercalaciones de rocas permeables e impermeables pueden representar situaciones propicias para la ocurrencia de deslizamientos, como en el caso de mantos de areniscas y arcillolitas intercaladas. De acuerdo con la posición de los diversos mantos y el buzamiento de los estratos, se puede presentar un mecanismo de falla. En lutitas o en alteraciones de areniscas y lutitas, existe un perfil general similar a los propuestos en los sistemas de clasificación, pero a su vez, cada capa entre planos muy definidos de estratificación, genera su propio perfil por meteorización diferencial.

Los planos de estratificación y las fallas o fracturas importantes o las capas de materiales algo permeables, generan superficies de cambio brusco en el perfil, los cuales controlan generalmente las fallas (Figuras 10.40 y 10.41). Condiciones similares se presentan cuando aparecen diques, bloques y cantos de grandes materiales geológicamente diferentes.

Calizas y Rocas Carbonatadas

Las calizas presentan perfiles relativamente profundos de meteorización, en presencia de humedades altas, en pendientes suaves. En las calizas o rocas carbonatadas la meteorización es controlada por el proceso de disolución en agua (Sowers, 1985); los materiales no solubles o que no han tenido suficiente contacto con el agua para disolverse, se mantienen intactos, mientras los solubles se descomponen totalmente.

La disolución y remoción rápida de evaporitas, yeso y otros componentes carbonatados por acción del flujo de agua, generan dificultades importantes de ingeniería. El resultado de este proceso de meteorización por disolución, es una mezcla heterogénea de materiales blandos y duros con cambios bruscos pero irregulares.

El suelo residual generalmente es más duro en la superficie y se hace más blando al profundizarse. A lo largo de juntas o planos importantes de estratificación, se generan colchones de materiales blandos por disolución, los cuales actúan como superficies preferenciales de deslizamiento.

Generalmente, los deslizamientos están controlados por los planos de estratificación donde las superficies de falla comúnmente son tangentes a éstos (Figura 10.42). Adicionalmente, se pueden presentar ductos internos o cavernas, los cuales generan corrientes concentradas de agua subterránea y es común encontrar deslizamientos en los sitios de afloramiento de estas corrientes.

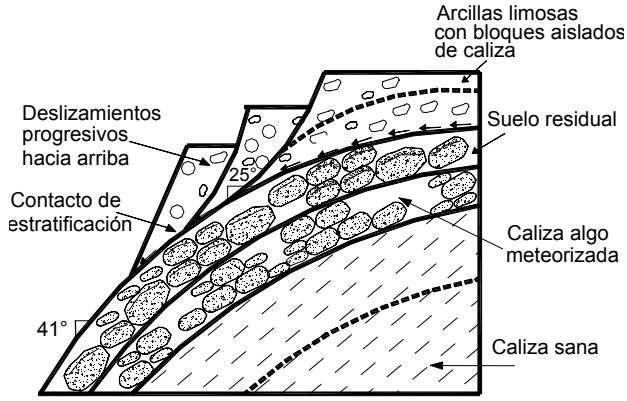


Figura 10.42 Deslizamientos en suelos residuales de calizas (Málaga-Colombia).

SUELOS ALUVIALES METEORIZADOS

En ocasiones, se encuentran formaciones aluviales de edad Cuaternario o Terciario que han sufrido procesos de meteorización por descomposición, desintegración, oxidación y recementación. Los perfiles de meteorización son poco profundos en las formaciones poco permeables, pero pueden alcanzar grandes profundidades en los materiales permeables y son escasas las discontinuidades heredadas, las cuales son comúnmente verticales y discontinuas, ocasionadas por fenómenos de secado y humedecimiento, o por sismos (Figura 10.43); sin embargo, en los materiales que han sufrido procesos de neotectónica, se pueden presentar discontinuidades similares a las diaclasas de las rocas.

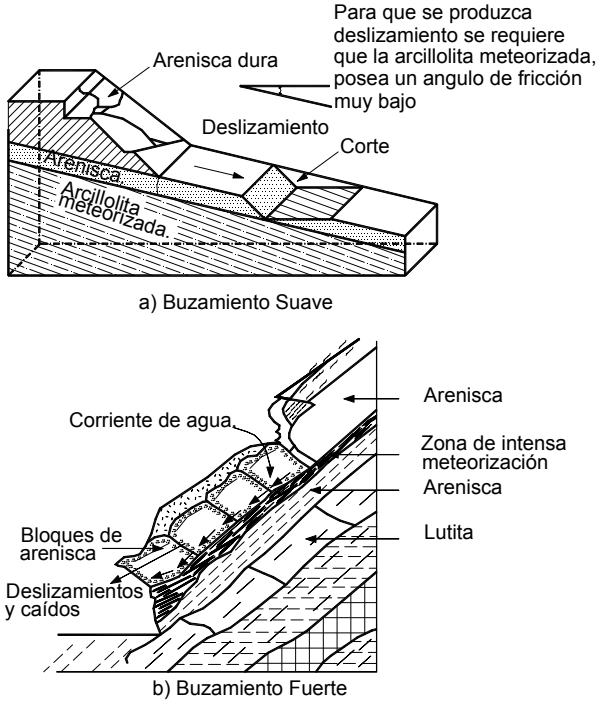


Figura 10.41 Deslizamientos en intercalaciones de areniscas y lutitas.

La meteorización de los suelos aluviales ocurre en tres formas así:

- *Meteorización o descomposición de los cantos o partículas gruesas dentro del conjunto.* Cada material meteoriza en forma diferente y algu nas partículas, presentan una resistencia muy alta a la descomposición.

- *Oxidación.* Los materiales finos se oxidan formando óxidos de hierro, el cual le da una coloración roja al suelo.

- *Lixiviado.* En suelos permeables se produce el lavado y depositación de las partículas finas por acción de las corrientes de agua.

Las terrazas aluviales generalmente son de materiales permeables y están sujetas a procesos de humedecimiento y secado. En el proceso de secado, se depositan óxidos de hierro. El proceso de secamiento es muy importante en la formación de suelos residuales cementados por la precipitación de sales solubles.

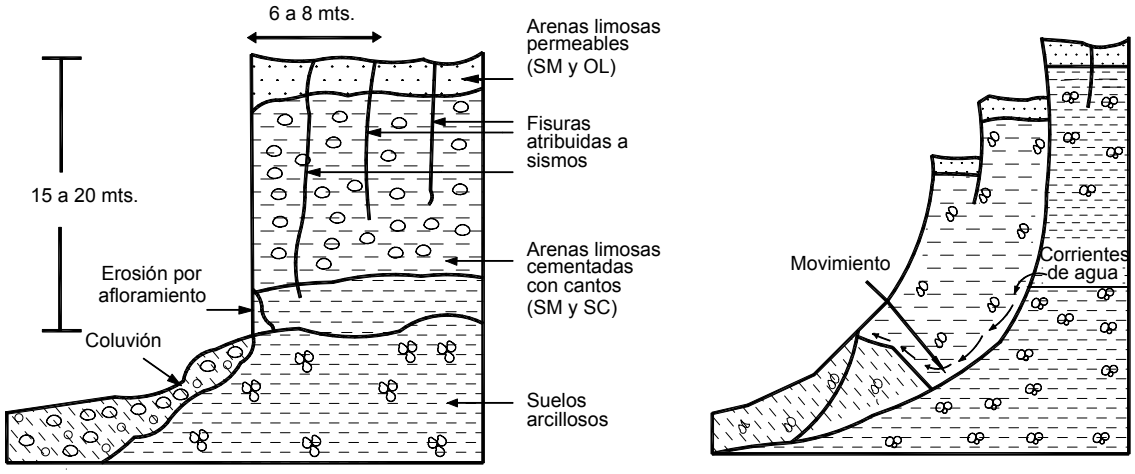


Figura 10.43 Deslizamientos en taludes verticales de suelos aluviales, en Bucaramanga-Colombia.

Dependiendo de la temperatura, el proceso de secado puede desintegrar el suelo, rompiendo la cementación de los óxidos de hierro y generando fisuras o disolviendo los óxidos de hierro relacionado con la acidez de la superficie de arcilla, también se pueden generar partículas de arcilla más grandes debido a la deshidratación de los cationes y óxidos de hierro.

Esta situación ha sido estudiada en los depósitos aluviales antiguos de San Juan de Puerto Rico (Zhang y otros, 2004) y en los suelos de la terraza de Bucaramanga, en Colombia. Los procesos de meteorización son muy similares en los dos sitios.

En el caso de San Juan de Puerto Rico, se encuentran los siguientes detalles (Figura 10.44):

- Existen agrupaciones de partículas de arcilla (caolinita y esmectita) formando clusters de 10 a 20 μm de tamaño.
- Los óxidos de hierro forman capas impermeables alrededor de los clusters de partículas de arcilla. Estos óxidos, en la práctica, desactivan el comportamiento de las arcillas.
- Los grupos de partículas cementadas por los óxidos de hierro forman agregados duros de mayor tamaño (50 a 100 μm).
- Las partículas de limo y arena se unen y se cementan a los agregados de arcilla, cementados con los óxidos de hierro.

El resultado es un depósito meteorizado, cementado, con una microestructura compleja. En el proceso de meteorización por humedecimiento y secado, se genera una preconsolidación de estos mantos formando costras duras, densas, cementadas, de espesor importante. En el caso de Bucaramanga, el espesor de los materiales meteorizados puede alcanzar más de 5.0 metros.

El material intacto es muy duro, pero al mismo tiempo muy frágil, especialmente en el caso de sismos y se pueden generar agrietamientos, los cuales pueden actuar como superficies de debilidad para la activación de deslizamientos. El perfil meteorizado está más cementado y posee una cohesión mayor en la superficie del terreno que en los mantos más profundos, pero las partículas gruesas y cantos se encuentran más descompuestos en la superficie.

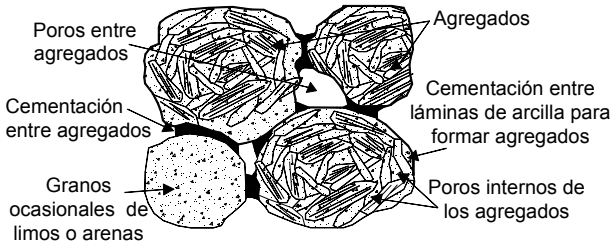


Figura 10.44 Esquema de la microestructura de los suelos aluviales antiguos oxidados (Zhang y otros, 2004).

Las formaciones aluviales de arenas y gravas, tienden a formar superficies de falla en planos más o menos rectos y en casos de alturas grandes de capilaridad se presentan fallas casi verticales con la presencia de grietas de tensión y una componente pequeña de volteo. En las formaciones arcillosas, las fallas de deslizamiento tienen superficies generalmente curvas.

SUELOS RESIDUALES ESPECIALES

Las Lateritas

Los suelos arcillosos ricos en aluminio y hierro son muy frecuentes y se caracterizan por la presencia de óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio; el hierro en pequeñas cantidades, que es movilizado por el agua subterránea, es luego oxidado.

El movimiento cíclico de los niveles de agua conduce a la acumulación de óxidos de hierro, formando una capa de suelos cementados, generalmente semipermeables (Figura 10.45). Estos materiales se van endureciendo en presencia del aire, formando suelos lateríticos, los cuales poseen una gradación que puede ir desde las gravas a las arcillas y una plasticidad de baja a intermedia (Tabla 10.7). Es el proceso físico-químico que convierte el suelo o roca en laterita.

Las lateritas no son derivadas directamente de las rocas, sino que son el resultado de la remoción gradual de sílice y sales solubles.

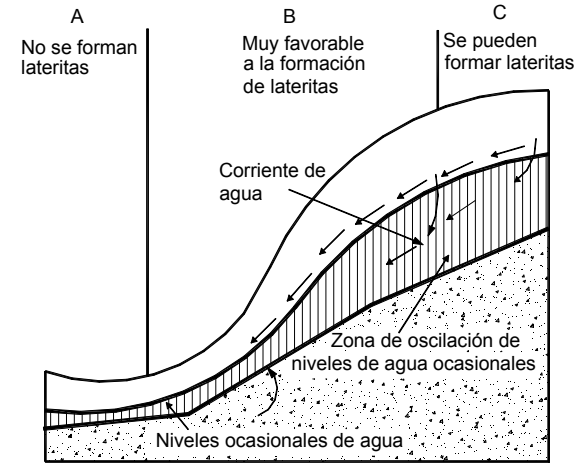


Figura 10.45 Formación de lateritas por corrientes de agua ocasionales.

Tabla 10.7 Propiedades típicas de los suelos tropicales lateríticos.

Propiedad	Valor
Contenido de agua	10 a 49 %
Límite líquido	33 a 90 %
Límite plástico	13 a 31 %
Porcentaje de arcilla	15 a 45 %
Peso unitario seco	1.6 a 2.0 gr./cm^3.
Angulo de fricción interna	28° a 39°

Este proceso ocurre cuando el agua percola a través del suelo o la roca. La grava laterítica es un suelo de consistencia gruesa, granular, que tiene partículas que se forman de la cementación de partículas más pequeñas. Al clasificarse, podría ser grava o arena, pero posee matriz de arcillas o limos. Estos suelos comúnmente son de color rojo.

Las lateritas tienen su importancia, especialmente en la construcción de carreteras, por el uso de las gravas lateríticas como material de base y sub-base vial. El cuarzo como mineral no soluble es abundante y hace que su resistencia al corte sea apreciable. Las rocas que forman con frecuencia lateritas, son las rocas ígneas ácidas y algunas metamórficas como el neis, los basaltos y las areniscas.

Algunas rocas que no son favorables para el desarrollo de lateritas son las calizas, que aunque son muy solubles, no poseen una permeabilidad que permita la ocurrencia de lateritas. Lo mismo ocurre con las lutitas y pizarras.

Ante la presencia de una gran cantidad de suelos residuales tropicales de coloración rojiza, la identificación de lateritas debe hacerse por la presencia de partículas del tamaño de la grava y por su ocurrencia en sitios de poca vegetación, donde la humedad no es permanente, pero que están expuestos a la acción de la lluvia.

Arcillas Negras Tropicales

Otro tipo de suelo muy común en los ambientes tropicales, son las arcillas negras, las cuales se desarrollan en áreas de drenaje pobre, con periodos secos y húmedos muy bien definidos.

La arcilla presente más común en los suelos negros tropicales es la montmorillonita, lo cual conduce a que estos suelos sean generalmente expansivos, especialmente en los metros más subsuperficiales del perfil (Tabla 10.8).

Suelos Dispersivos Residuales

Es frecuente en las áreas tropicales, la presencia de suelos arcillosos o arcillo-arenosos dispersivos, los cuales son muy susceptibles a ser erosionados por las corrientes de agua. Estos suelos son generalmente de coloración amarilla a roja. No existe realmente una velocidad crítica de erosión para los suelos dispersivos, los cuales son disueltos en aguas prácticamente quietas.

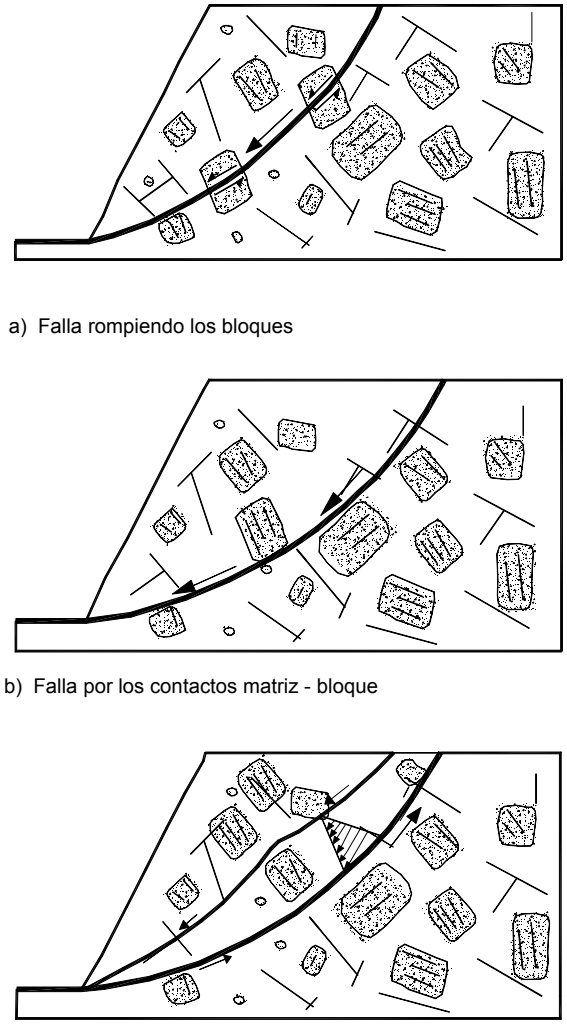


Figura 10.46 Influencia de los bloques de gran tamaño en un talud de suelo residual.

Tabla 10.8 P ropiedades típicas de las arcillas tropicales negras.

Propiedad	%
Porcentaje de arcilla	Más del 50
Porcentaje de limos	20 a 40
Porcentaje de arenas	10 a 30
Materia orgánica	Menos del 2
Límite líquido	50a 100
Indice plástico	25 a 70
Indice de contracción	10 a 12

La Presencia de Grandes Bloques en el Perfil de Suelo Residual

Una forma muy común de heterogeneidad del suelo residual, es la presencia caótica de grandes bloques en una matriz de partículas considerablemente más pequeñas (arenas o limos). Este caso es frecuente en saprolitos de rocas ígneas o metamórficas moderadamente fracturadas (Aydin y otros, 2000). Lindquist y Goodman (1994), encontraron que el incremento en la proporción de bloques puede conducir a un aumento de la presión interna y del módulo de deformación.

Si la proporción de bloques es menor de 30%, el efecto sobre la resistencia al cortante es mínimo, lo cual coincide con la propuesta de Hencher y Martín (1982). Sin embargo, la presencia de otros detalles como las estructuras heredadas y la heterogeneidad de la matriz, pueden darle mayor importancia a los bloques de gran tamaño. Por ejemplo, cuando la discontinuidad que induce la falla encuentra un bloque de gran tamaño, la superficie de falla se relocaliza, aumentándose la resistencia. En la figura 10.46 se muestra el efecto de la presencia de estos bloques, de acuerdo a su localización. Si la presencia de bloques es muy pequeña, el material se comporta como un suelo sin efecto de los bloques.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES

Ensayos en Suelos Residuales

La validez de los ensayos de “Laboratorio” en los suelos residuales, es cuestionable, aunque no puede discutirse que son útiles para la toma de decisiones de diseño. Las muestras totalmente inalteradas aunque son difíciles de obtener, son deseables y es recomendable que las muestras sean lo más grandes posible.

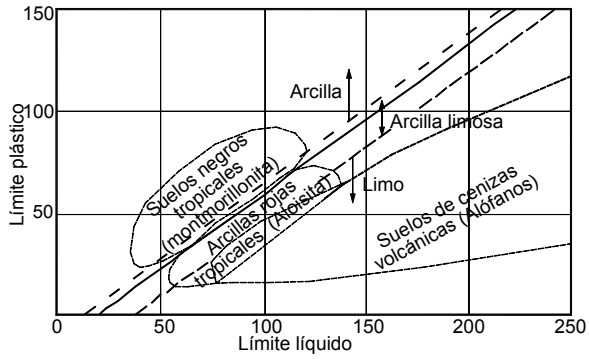


Figura 10.47 Propiedades índice de algunos suelos residuales (Wesley, 1997).

Las muestras de roca son difíciles de muestrear y las muestras de tamaño para ensayos de laboratorio, generalmente, dan estimativos muy pobres de la resistencia al cortante y de la permeabilidad. Algunos suelos residuales derivados de los neises, con alto contenido de mica, se expanden en el muestreo y esto produce propiedades equivocadas en los ensayos (Bressani y Vaughan, 1989).

Las discontinuidades afectan, en forma significativa, la permeabilidad y la resistencia al cortante de la masa de suelo, por esta razón, en los ensayos de laboratorio de muestras relativamente pequeñas, se obtienen coeficientes de permeabilidad y resistencias al cortante muy diferentes a la realidad.

El caso más difícil de ensayar es el de los saprolitos. Los saprolitos generalmente, son no saturados, muy débilmente cementados y muy heterogéneos, con varios sistemas de juntas heredadas (Mitchell y Sitar, 1982).

A medida que se avanza en el perfil, las propiedades de los suelos van cambiando en forma rápida y esto dificulta no solamente los ensayos, sino los análisis, debido a que la estructura del material se vuelve muy importante a medida que se va profundizando, pasando de un comportamiento de suelo a un comportamiento de roca.

El ensayo de penetración estándar (SPT), tanto para suelos granulares como arcillosos, permanece como el más comúnmente empleado para conocer la resistencia de todo tipo de suelos residuales.

En algunos casos como en "coluviones" los ensayos de laboratorio son totalmente inapropiados y sólo los ensayos de campo dan resultados de alguna confiabilidad.

Plasticidad

Una forma utilizada tradicionalmente para identificar los suelos son sus propiedades índice de plasticidad. Los límites líquido y plástico y el índice de plasticidad, no deben mirarse en forma aislada, sino como parte integral de la clasificación del suelo.

Por ejemplo, la posición en la carta de plasticidad debe examinarse teniendo en cuenta tanto el límite líquido como si se encuentra por encima o por debajo de la línea A. Los suelos ricos en esmectita, tienden a comportarse en forma plástica como arcillas, mientras los suelos de cenizas volcánicas se comportan como limos (Figura 10.47) y los suelos con aloisita se comportan como arcillas limosas.

Relación de Vacíos

Sowers (1963) y Vaughan (1985) correlacionan las propiedades de los suelos residuales con la relación de vacíos, más no con los límites de Atterberg, debido a que la relación de vacíos representa en mejor forma el estado de los suelos en el sitio.

En las zonas de alta precipitación la relación de vacíos es alta y existe una dependencia directa de la relación de vacíos con la precipitación (Figura 10.48).

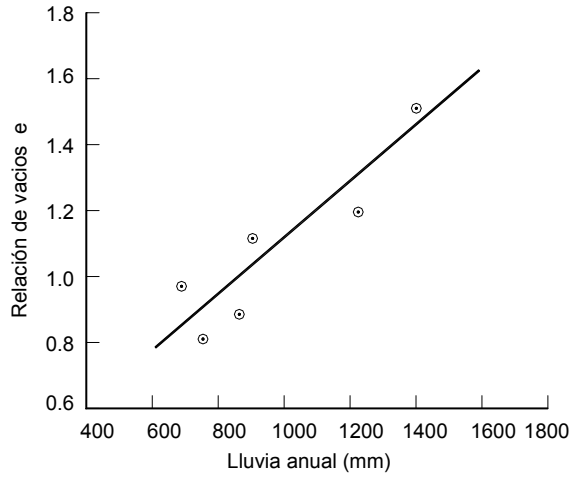


Figura 10.48 Relación entre la relación de vacíos y la precipitación en un granito altamente meteorizado y lavado en Suráfrica (Bligth 1997).

El proceso de disolución, lavado y recementación afecta otras propiedades del suelo como son la densidad y cohesión. El fenómeno de lavado de finos y ciertos compuestos químicos es gradual, y va produciendo un deterioro permanente en la calidad de los materiales que hace que los taludes se vuelvan inestables con el paso del tiempo.

Compresibilidad

Las propiedades de consolidación y permeabilidad dependen de la estructura del suelo, teniendo que distinguir entre suelos naturales y suelos compactados. La permeabilidad varía típicamente entre $1x10^{-2}$ a $1x10^{-8}$ cm/seg y el coeficiente de consolidación de $1x10^{-1}$ a $1x10^{-3}$ cm^2/seg. En general para un mismo límite líquido, la compresibilidad del suelo tropical es menor que la indicada por Terzaghi y Peck.

Según Vargas, para suelos tropicales:

$$C_c = 0.005(LL + 22) \mp 0.1$$

Generalmente, las curvas de consolidación exhiben una preconsolidación aparente debida a la presencia de cementación. Esta preconsolidación aparente disminuye y la compresibilidad aumenta cuando los suelos son saturados.

Compactación

Las características de compactación de los suelos residuales tropicales son influenciadas por su gradación, resistencia a la desintegración de los grupos de partículas, composición mineral y esfuerzo de compactación.

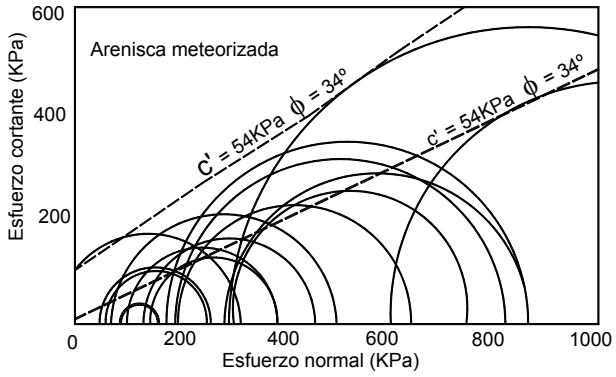


Figura 10.49 Resultados de ensayos de corte triaxial en suelos residuales de areniscas. Se observa el efecto de la heterogeneidad del suelo residual (Wesley).

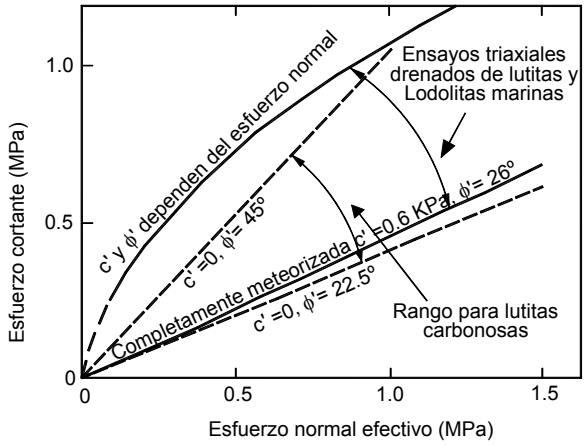


Figura 10.50 Disminución de la resistencia al cortante de una lodolita.

En consecuencia, las características de compactación varían en un rango muy amplio. La mayoría de suelos poseen valores de peso unitario que varían entre 1.7 y 2.2 Ton/m y las humedades óptimas poseen un rango desde 6 a 22%.

A medida que aumenta el contenido de arcilla o finos presentes, aumenta la humedad óptima y disminuye el peso unitario máximo. Townsend (1985) reportó que para algunos suelos naturales con permeabilidades de campo de 10^{-4} a 10^{-5} cm/seg, la compactación producía una disminución de las permeabilidades de 10^{-5} a 10^{-7} cm/seg.

Resistencia al Cortante

La estabilidad de los suelos residuales muy meteorizados (grado VI en la clasificación de Hong Kong), se puede analizar utilizando las teorías tradicionales de la mecánica de suelos, con cierto grado de confiabilidad; sin embargo, a medida que se profundiza en el perfil, las propiedades de los materiales cambian sustancialmente.

Según Massey y Pang (1988) el comportamiento y la resistencia al corte de los materiales son una función de:

- La naturaleza de la roca original.
- La mineralogía y microfábrica derivada de los procesos de meteorización física y química.
- El grado de saturación y los cambios inducidos por modificaciones del contenido de humedad.

- La presencia, orientación, espaciamiento, persistencia e imperfecciones de las discontinuidades heredadas, junto con la naturaleza de los rellenos o coberturas.

- La presencia, forma y distribución de material de roca menos meteorizada en forma de bloques o bandas dentro de la matriz más fuertemente meteorizada.

Tiene gran importancia en el comportamiento de un talud, el efecto de la presión de poros a lo largo de los contactos de materiales diferentes, zonas de mayor permeabilidad y discontinuidades heredadas.

Vaughan (1988) explicó la relación entre la resistencia al cortante y la relación de vacíos en la siguiente forma:

- La resistencia derivada de la evolución del suelo y encontrada en equilibrio con el estado de esfuerzos, influencia el comportamiento del suelo y su dureza.

- La historia del esfuerzo durante la formación del suelo, tiene muy poco efecto sobre las propiedades de los materiales.

- Los suelos tienen una variedad muy amplia de mineralogía y resistencia de los granos.

- Los suelos en el sitio, tienen un rango muy amplio, variable de relación de vacíos.

Variación de la Resistencia al Cortante

La cohesión y la fricción entre las partículas o bloques varían considerablemente de acuerdo con el tipo de suelo, meteorización, heterogeneidad, contenido de minerales, tamaño y forma de las partículas, humedad, presión de poros y la historia de la formación del material (Figuras 10.49 y 10.50). Adicionalmente, cuando ha ocurrido anteriormente un movimiento, la cohesión y la fricción han disminuido especialmente cerca de las superficies de falla o fractura.

La resistencia al cortante generalmente es menor en el suelo, que en el saprolito o en la roca, pero las formaciones residuales tienen superficies de discontinuidad equivalentes a superficies de debilidad de baja resistencia que facilitan la posibilidad de movimientos.

Es común que la resistencia al cortante sea menor a lo largo de las discontinuidades heredadas, que en la matriz del material residual y se reportan casos en los cuales la resistencia, a lo largo de la discontinuidad, puede ser muy pequeña, comparada con la resistencia a través del suelo en sí, especialmente cuando las discontinuidades se encuentran rellenas.

Las deformaciones pequeñas inducidas durante el muestreo pueden debilitar las uniones y disminuir la resistencia al cortante. Brand (1985) sugirió que los saprolitos a bajas presiones efectivas, tienen resistencias más altas que las obtenidas en ensayos triaxiales con envolvente de falla de línea recta.

La cohesión

La cohesión es una propiedad determinante en el comportamiento de un suelo residual. En los suelos no saturados, hay una cohesión aparente, la cual es el producto de las tensiones negativas en el agua de poros, la cual desaparece por saturación; sin embargo, en muchos casos, la cohesión es debida a la cementación de productos precipitados (Sowers, 1985). La cohesión generalmente, no es continua a lo largo de una superficie y desaparece con frecuencia por la abertura de las discontinuidades, debida a fuerzas de tensión o a presión de poros.

El Ángulo de fricción

El valor del ángulo de fricción interna de los materiales disminuye con el avance del proceso de meteorización. En ensayos realizados en materiales de granitos y neises en Colombia se encuentran variaciones entre 26º a 38º, similares a

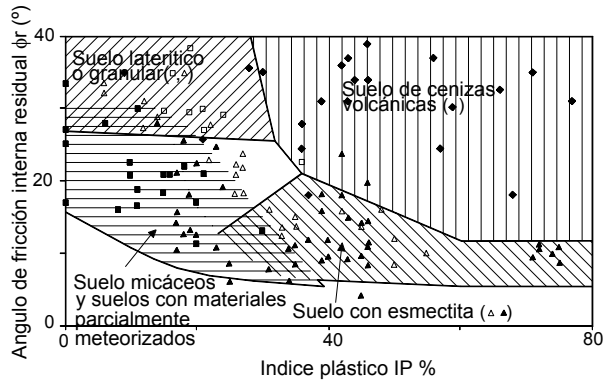


Figura 10.51 Valores de los ángulos de fricción residual de suelos residuales (Rigo y otros, 2006).

los indicados por Deere y Patton (1971); para materiales de lutitas entre 10º y 35º y para materiales de areniscas entre 25º y 45º, en concordancia con los valores propuestos por Sowers. (1981).

En los materiales derivados de areniscas, el autor ha encontrado ángulos de fricción a lo largo de discontinuidades rellenas de arcilla con valores de 10 a 15°, cuando los ángulos de fricción de discontinuidades sin relleno dan valores de 35º a 38° en el mismo talud. Esta realidad dificulta la evaluación del comportamiento de los suelos residuales utilizando los modelos de la mecánica de suelos tradicional.

El ángulo de fricción residual de los suelos tropicales depende principalmente de la mineralogía, la distribución de tamaños de las partículas, los esfuerzos efectivos, el tipo de roca parental, el grado de meteorización entre otros factores. El ángulo de fricción residual ($\phi r'$) varía generalmente de 5° a 33° (Rigo y otros, 2006) (Figura 10.51).

El ángulo de fricción de los suelos provenientes de rocas sedimentarias se correlaciona con el contenido de arcilla y el tipo de arcilla presente. Cuando el contenido de arcilla es mayor del 40%, las partículas de arcilla tratan de orientarse y esto puede disminuir la resistencia.

El ángulo de fricción residual $\phi r'$ puede variar de 5° y 20°, dependiendo del tipo de mineral de arcilla. Los minerales que más afectan la ocurrencia de valores bajos de ángulos de fricción residual ϕ_r' son la presencia de esmectita y la presencia de mica. Cuando el contenido de arcilla es menor del 15%, la resistencia residual ϕ_r' es típicamente mayor de 25° y la resistencia depende principalmente de la interacción entre las partículas gruesas (Lupini y otros, 1981).

La envolvente de falla

En los suelos residuales la envolvente de falla puede tener una forma no lineal, especialmente en el rango de presiones bajas. Brand (1985) presenta el caso de los suelos residuales derivados de granitos en Hong Kong, donde la envolvente de falla presenta una curva en los niveles de esfuerzos normales bajos sin que se presente un intercepto de cohesión (Figura 10.52).

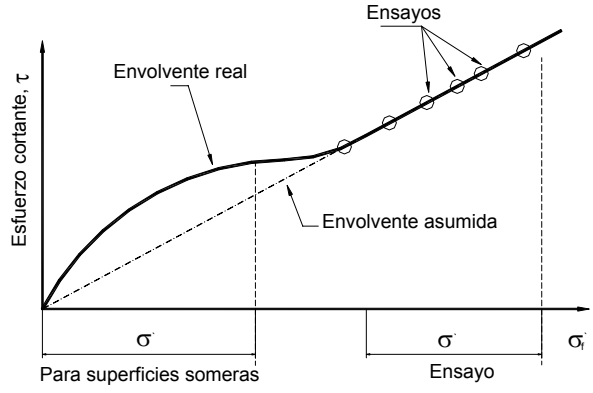


Figura 10.52 Envolvente real de falla para suelos residuales de granitos en superficies someras (Brand, 1985).

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN

El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos residuales depende de una gran cantidad de factores:

- ***Historia de esfuerzos***
  Los suelos residuales se forman por una historia de descomposición o meteorización y esta a su vez, es afectada por procesos tectónicos de compresión, relajación, corte, etc. Estos esfuerzos tectónicos han producido una serie de cambios en el estado de los materiales, los cuales equivalen generalmente, a disminuciones en los valores de la resistencia al cortante. La mayoría de los suelos residuales se comportan como si fueran sobreconsolidados.

- ***Resistencia de los granos o partículas***
  Las partículas que conforman un suelo residual muestran generalmente una gran variabilidad en la resistencia al aplastamiento o trituración y ésta influye en forma significativa, sobre los valores de la resistencia al cortante. Por ejemplo, los suelos residuales con partículas de cuarzo resistentes al aplastamiento, muestran ángulos de fricción relativamente altos.

- ***Unión y cementación entre partículas***
  Una de las características básicas de los suelos residuales es la existencia de uniones entre las partículas.

Estas uniones pueden ser de cementación por la depositación de carbonatos, hidróxidos, materia orgánica, etc., o por la reprecipitación de agentes cementantes, como los silicatos o el crecimiento de uniones durante la alteración química de los minerales. Las uniones entre partículas disminuyen a medida que avanza el proceso de descomposición. La roca poco meteorizada posee una resistencia al cortante mucho mayor que la roca descompuesta.

- ***Estado de alteración o remoldeo***
  La resistencia al cortante es muy sensitiva a la alteración del material. Esta alteración puede ser por causas naturales o antrópicas. Por ejemplo, el uso de explosivos para la ejecución de un corte puede disminuir la resistencia al cortante de toda la ladera. La estructura también puede destruirse durante la saturación o la toma de muestras. La resistencia al corte del suelo varía en forma grande, de una muestra natural a otra compactada (debido al efecto de cementación) y es difícil obtener valores confiables de diseño.

- ***Las estructuras heredadas y discontinuidades***
  La resistencia de los saprolitos puede ser determinada casi en su totalidad por los detalles estructurales. La resistencia de las discontinuidades es determinada también por el grado de meteorización y la cementación secundaria o laterización. En ocasiones, puede determinarse la resistencia de la masa de suelo mapeando cuidadosamente las discontinuidades del saprolito y midiendo la resistencia a lo largo de esas discontinuidades.

- ***La anisotropía***
  La resistencia al cortante depende de la dirección del esfuerzo con relación a la fábrica del suelo. Por ejemplo, en las rocas metamórficas donde se encuentra mica presente, las superficies de las partículas de mica actúan como zonas de debilidad.

- ***La humedad***
  Se ha detectado que en los suelos tropicales, la humedad afecta sensiblemente su resistencia al corte. Se observa en ocasiones disminución de hasta 50% de la cohesión y 30% del ángulo de fricción por el proceso de saturación (Foss, 1973).

  Aparentemente, la cementación es afectada en forma importante por la humedad. Es común el colapso de la estructura del suelo al saturarse, produciéndose asentamientos diferenciales por saturación accidental, por fugas de agua de conductos enterrados o por mal control del agua de escorrentía. Al secarse la aloisita, el agua de la capa hidratada se seca y se forma Meta-Aloisita, lo cual cambia las propiedades del material y su comportamiento.

Lumb (1975) ensayando muestras saturadas y no saturadas encontró que las envolventes de falla, en ensayos drenados, dependían en forma importante de la saturación y de la relación de vacíos en granitos y en suelos volcánicos. La cohesión obtenida representa lo que se llama cohesión aparente, como un resultado de la succión capilar.

CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

En un perfil de meteorización, la permeabilidad aumenta al incrementarse el tamaño de las partículas en el perfil de meteorización, para luego disminuir en la roca intacta creando una zona de máxima concentración de agua que puede determinar la posición de la zona crítica de falla.

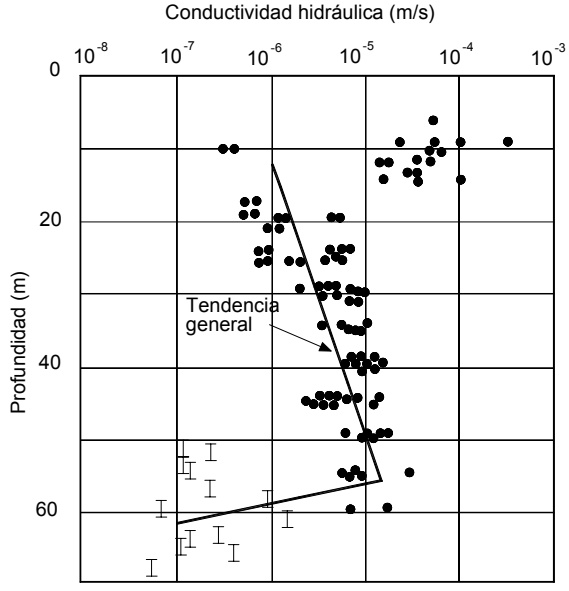


Figura 10.53 Variación de la conductividad hidráulica en un perfil de suelo residual de un granito (Davies, 1987).

Esto es muy corriente en perfiles de granitos, neisses y esquistos, y algunas veces en lutitas y areniscas. La permeabilidad de los suelos saprolíticos está controlada generalmente, por la estructura de los materiales.

La mayoría del flujo tiene lugar a lo largo de las juntas heredadas, de las venas de cuarzo o de bio-canales. Brand (1985) indicó que en los suelos residuales existen zonas de alta transmisibilidad a través de las discontinuidades que hacen que la permeabilidad de la roca sea muy alta; por lo tanto las presiones de poro pueden reaccionar muy rápidamente a las lluvias fuertes.

Es muy común que en las formaciones residuales se desarrollen rutas preferenciales para la infiltración del agua, las cuales pueden explicar la rapidez con que ocurren algunos deslizamientos en el momento de las lluvias.

La infiltración de agua a través de fracturas, induce un aumento rápido de la presión de poros positiva dentro de la masa de agua y una disminución de las tensiones capilares o presiones negativas.

Como la permeabilidad es gobernada por detalles de escala macro y los ensayos de laboratorio generalmente no son representativos, debido a que su escala es muy pequeña, la única forma de determinar un valor confiable de permeabilidad, es realizar ensayos a escala grande como son los ensayos de infiltración en apiques o sondeos.

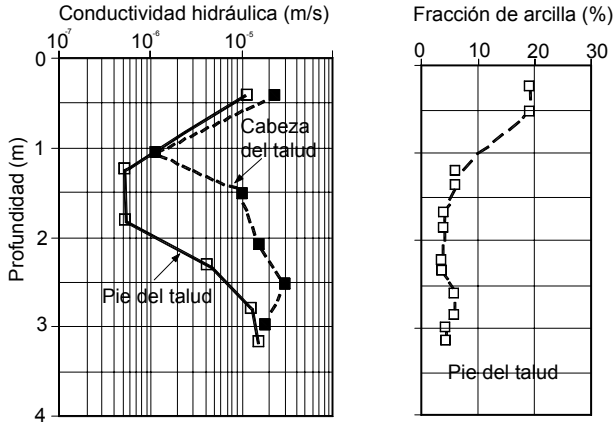


Figura 10.54 Variación de la permeabilidad y el porcentaje de arcilla en el suelo residual de un neiss en Rio de Janeiro (Gerscovich y otros, 2006).

Tabla 10.9 Permeabilidad de perfiles de meteorización en rocas ígneas y metamórficas (modificado de Deere y Patton, 1971).

Zona del Perfil	Permeabilidad Relativa
Suelos orgánicos	Media a alta
Suelos residuales maduros o coluviones arcillosos	Baja
Suelos saprolíticos o suelos residuales jóvenes	Media
Saprolitos	Alta
Roca meteorizada	Media a alta
Roca sana	Baja a media

El método más común de ensayo de permeabilidad en el campo es la permeabilidad realizada en un sondeo o perforación. La mayoría de los suelos residuales permiten la construcción de perforaciones sin revestimiento y la realización de ensayos de permeabilidad en el campo.

Variación de la Conductividad Hidráulica en el Perfil de Suelo Residual

La variación en la macrofábrica del perfil de meteorización puede resultar en grandes variaciones de permeabilidad, tanto lateralmente como a profundidad (Figuras 10.53 y 10.54).

La variación en tamaño de granos, tamaño de vacios, mineralogía, grado de fisuración y las características de las fisuras, afectan los valores de la permeabilidad (Tabla 10.9).

La roca completamente descompuesta contiene cantidades significativas de arcilla y puede comportarse como un manto de baja permeabilidad, el cual a su vez puede servir de confinamiento a las corrientes de agua con un resultado de aumento en la presión de poros e incluso presiones artesianas en las temporadas de lluvias con la consiguiente reducción en la estabilidad del talud (Jiao y otros, 2005).

Al profundizarse en el perfil, la conductividad hidráulica va aumentando para luego disminuir en forma brusca al llegar a la roca sana.

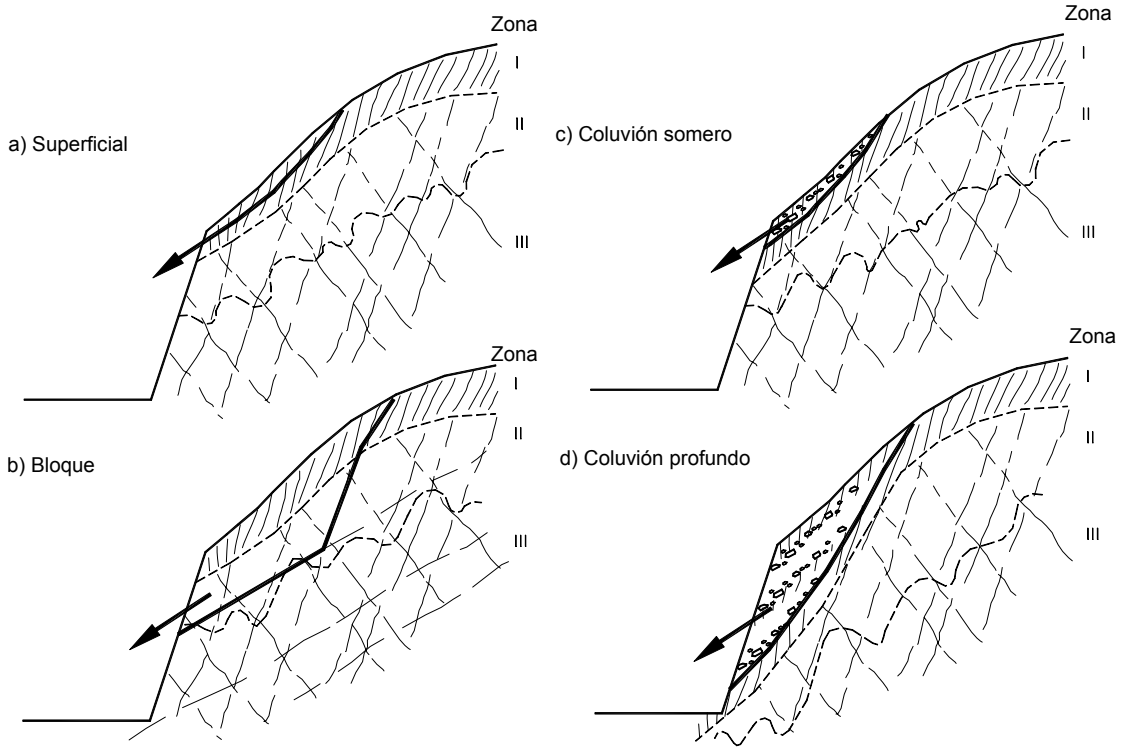


Figura 10.55 Tipos de deslizamiento en suelos residuales (Deere y Patton 1971).

DESLIZAMIENTOS EN LOS SUELOS RESIDUALES

La meteorización conduce al deterioro de la calidad de la masa de roca en relación con la resistencia y los módulos de deformación. La descomposición a su vez, incrementa el potencial de ciertos modos de falla. En forma similar, las características hidrogeológicas son más complejas en el suelo residual que en la roca parental. Cuando el perfil del suelo contiene estructuras heredadas y materiales débiles, es mucho más frecuente que ocurran problemas de erosión interna.

Análisis de Deslizamientos en Suelos Residuales

Cuando una masa de talud es isotrópica, la forma de la superficie de falla posee una tendencia de superficie circular a logarítmica. Sin embargo, en las rocas blandas (Sancio y otros, 2000) y en los suelos residuales, el talud puede tender a fallar a lo largo de las discontinuidades o superficies de debilidad, generándose superficies de falla no circulares (Figura 10.55).

En la figura 10.56 se indican las formas de análisis de estabilidad en taludes de suelos residuales.

Superficies Preferenciales de Falla

En las formaciones de suelos residuales generalmente existen superficies preferenciales por las cuales el talud tiende a fallar. Se pueden indicar las siguientes:

- ***Las discontinuidades heredadas***
  Las juntas, fracturas, foliaciones, planos de estratificación, laminaciones, diques, orientaciones de los minerales y demás discontinuidades de la roca original, se convierten en discontinuidades dentro de la masa de suelo residual, las cuales actúan generalmente como superficies de debilidad por su baja resistencia, relacionadas no sólo por la fractura en sí, sino también, con la meteorización preferencial a lo largo de éstas, ya que actúan como conductos del agua y demás agentes meteorizantes que facilitan no solo el transporte y depósito de subproductos, sino la formación de redes de presión de agua y de disipación de succión a lo largo de los planos de discontinuidad.

En la mayoría de los deslizamientos que ocurren en los suelos residuales, la superficie de falla coincide en áreas importantes con grupos de discontinuidades heredadas, las cuales algunas veces están rellenas de materiales débiles, comúnmente arcillas, las cuales absorben agua, se expanden y se ablandan muy fácilmente y es común que su existencia y significancia solo se identifica después de que ha ocurrido una falla. La anterior afirmación está basada en el trabajo de Massey y Pang (1988) sobre las fallas de los taludes en Hong Kong y en la revisión de una gran cantidad de historias de casos.

- ***Zonas de cambio de permeabilidad***

El proceso de meteorización o las características de formación de los materiales, puede generar la presencia de superficies de alta permeabilidad dentro de un perfil de suelos residuales menos permeables.

El agua al atravesar el perfil, trata de fluir preferencialmente a través de las zonas de mayor permeabilidad, generándose una red diferencial de presiones de poros concentradas. El flujo del agua y las presiones preferenciales a lo largo de las zonas de alta permeabilidad, puede convertirlas en superficies de falla.

- ***Espejos de falla (slickensides)***

Los espejos de falla son discontinuidades lisas, las cuales pueden ser el producto de movimientos tectónicos en la roca original, que se preservan en el suelo residual o pueden ser causados también por movimientos diferenciales, ocurridos dentro del saprolito por acción del proceso de meteorización. Es difícil diferenciar entre superficies antiguas o recientes y en ocasiones se puede observar más de una dirección de estriado en la misma discontinuidad (Irfan y Woods, 1988).

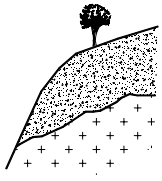
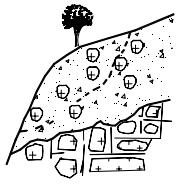
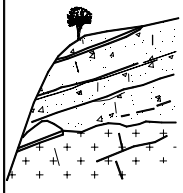
Opción	Diagrama esquemático	Enfoque
1. Suponer suelo uniforme		Los parametros de ensayos de laboratorío o pruebas "in sitú" se consideran representativos
2. Suponer masa uniforme, pero debilitada por discontinuidades		Se puede tener o no en cuenta la influencia de las discontinuidades sobre las propiedades de la masa (No hay control estructural)
3. Suponer masa heterogénea		Se tiene en cuenta la influencia de las inclusiones de roca más significativas
4. Suponer que está controlado por las discontinuidades		Control estructural. Debe tenerse en cuenta el efecto de la meteorización sobre las propiedades de las discontinuidades

Figura 10.56 Opciones de análisis de taludes en suelos residuales.

- ***Los contactos suelo - roca***

  Los fenómenos que ocurren en la interfase suelo - roca, están relacionados con la formación de niveles colgados de agua permanentes o temporales, los cuales generan no sólo una presión hidrostática sino también, un proceso de disolución y lavado de llenantes y cementantes por acción de corrientes de agua.

  La roca actúa como una barrera que facilita la formación de corrientes a lo largo del contacto material descompuesto - roca. Cuando el contacto suelo residual - roca es relativamente uniforme y continuo, puede actuar como superficie preferencial para la ocurrencia de movimientos.

  Un caso común, en los ambientes tropicales son los deslizamientos de coluviones de materiales arcillosos sobre superficies rocosas (Campos, 1991).

  Generalmente, los procesos de hidrología interna y descomposición permiten la acumulación de partículas de arcilla sobre el contacto suelo – roca, formando una capa delgada o patín de arcilla sobre el cual se produce el movimiento. Esta capa puede ser de solo algunos milímetros.

  Sancio y otros (2000) observan que es un error limitar las superficies potenciales de falla a la zona de contacto suelo-roca, porque pueden ocurrir superficies de cortante en el material duro debido a la cinemática de la masa en movimiento.

- ***Fallas, planos de estratificación e intrusiones***

  Es común encontrar en las formaciones residuales contactos o fallas que generan superficies de debilidad, abiertas o rellenas de sedimentos o intrusiones de materiales muy diferentes a los normales de la formación.

  La presencia de estos puede generar un cambio substancial en el régimen de aguas subterráneas y en el comportamiento del talud. El material (a lado y lado de la falla) o intrusión, puede producir superficies de inestabilidad dentro de una formación considerada como estable. En ocasiones, la presencia de fracturas relacionadas con fenómenos tectónicos relativamente recientes, afecta la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pero su evaluación es difícil porque generalmente no ha transcurrido tiempo suficiente para producir cambios geotécnicos visibles y la localización e identificación de los fenómenos neo-tectónicos es compleja.

- ***Los suelos subsuperficiales o poco profundos***

  Es muy común que se produzcan fallas de los mantos más subsuperficiales de suelo relacionados con varios factores:

  La presencia de coluviones o suelos sueltos subsuperficiales. La mayor abertura de las discontinuidades poco profundas y la resultante, baja resistencia al cortante.

  La meteorización y permeabilidad del manto de suelo más subsuperficial. Sancio y otros (2000) observan el desarrollo de grietas de tensión en la superficie superior de un talud de roca blanda antes de que ocurran movimientos apreciables a lo largo de la superficie de falla.

- ***Contactos coluvión - suelo residual***

  Como lo indicaron Deere y Patton (1971), los suelos residuales se encuentran con mucha frecuencia, relacionados con la presencia de coluviones.

  Estos depósitos se localizan sobre los suelos residuales y es muy común la ocurrencia de deslizamientos del coluvión sobre el suelo residual (Figura 10.55, c y d).

  Sobre este contacto, se pueden depositar capas o lentes de arcillas blandas, las cuales facilitan los desplazamientos y se concentran las corrientes de agua. La falla puede ocurrir por el coluvión, por la superficie de contacto entre el coluvión y el suelo residual, o por el suelo residual.

REFERENCIAS CAPÍTULO 10

Anon (1990). "Geological Society Engineering Group Working Party Report: Tropical Residual Soils". Quarterly Journal of Engineering Geology, 23, 1-101.

Aristizábal E., Roser B ., Yokota S. (2005). "Tropical chemical weathering of hillslope deposits and bedrock source in the Aburra´ Valley, northern Colombian Andes". Engineering Geology 81 pp 389– 406.

Aydin A. (2006). "Stability of saprolitic slopes: nature and role of field scale Heterogeneities". Natural Hazards and Earth System Sciences, 6, pp 89–96

Aydin A., Basu A. (2006) "The use of Brazilian Test as a Quantitative Measure of Rock Weathering". Rock Mech. Rock Engng. 39 (1), pp. 77–85.

Aydin, A., Duzgoren-Aydin, N. S., Malpas, J. (2000): A review of igneous and metamorphic saprolites, Journal of Nepal Geological Society, 22, 11–16,.

Bell F. G. (1992). "Engineering in Rock Masses". Butterworth Heinmann, Oxford.

Berner R.A. 1971. Principles of Chemical Sedimentology. McGraw–Hill, New York.

Bjerrum L. (1967) "Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales". JSMFD. ASCE. Vol. 93, sms.

Blight G. (1977) "Slopes and excavations in residual soils". IX ICSMFE Tokyo.

Blight G.E. (1997) "Mechanics of residual soils". Balkema/Rotterddam, 237 p.

Blyth F.G.H., De Freitas M.H. (1984) "A Geology for Engineers". Edward Arnold, London,.

Brand E.W. (1982) "Analysis and design in residual soils". Geotechnical office, Hong Kong.

Brand, E.W. (1985). "Predicting the performance of residual soil slopes". In Proc., 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 5, pp. 2541-2578.

Bressani, L.A., Vaughan P.R. (1989). "Damage to soil structure during Triaxial testing". In Proc., 12th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Río de Janeiro, Brazil, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Campos T.M.P., de-Andrade M.H.N.,Vargas Jr E.A. (1991) "Unsaturated Colluvium over rock slide in a forested site in Rio de Janeiro, Brazil". Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand.

Carvalho, J.M., Viana da Fonseca, A., Almeida, F. y Hermosilha, H. (2004) ISC'2 experimental site invest. and characterization – Part I: Conventional and tomographic P and S waves refraction seismics vs electrical resistivity, In: Viana da Fonseca A. and Mayne P.W. (eds.), Geotechnical and Geophysical Site Characterizaton, 1 Millpress, Rotterdam, pp. 433–442.

Cascini L. , Critelli S., Gulla G., Di Nocera S. (1991) ". Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand. P 899-904.

Chigira, M. (2001): Mirco-sheeting of granite and its relationship with landsliding specifically after the heavy rainstorm in June 1999, Hiroshima Prefecture, Japan, Engineering Geology, 59, 219– 231,.

Chigira, M., (1990). A mechanism of chemical weathering of mudstone in a mountainous area. Eng. Geol., 29: 119-138.

Cragg, D. J. y Ingrnan, J. (1995). Rock weathering descriptions: current difficulties. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 277-286.

Cruz, N., Viana da Fonseca, A., Neves, E. (2004) "Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils by DMT data", Geotechnical and Geophysical Site Characterizaton, 2 Millpress, Rotterdam, pp. 1275–1278.

Da Fonseca A. V., Carvalho J., Ferreira C., Santos F., Pereira E., Feliciano J., Grade J., Oliveira A. (2006). "Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques" Geotechnical and Geological Engineering 24:pp. 1307–1348.

Danzinger, F.A.B., Politano, C.F. y Danzinger, B.R. (1998) CPT-SPT correlations for some Brazilian residual soils. In: Proceedings of the First Int. Conf. on Site Characterization – ISC'98. Atlanta, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, pp. 907–912. Cruz, N., Viana da Fonseca, A. and Neves, E. (2004) Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils by DMT data, In: Viana da Fonseca A. and Mayne P.W. (eds.), Geotechnical and Geophysical Site Characterizaton, 2 Millpress, Rotterdam, pp. 1275–1278.

Davies, J.A., 1987. Groundwater control in the design and construction of a deep excavation. In: Hanrahan, E.T., Orr, T.L.L., Widdis, T.F. (Eds.), Groundwater Effects in Geotechnical Engineering: Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 31 August–3 September 1987, pp. 139– 144.

Dearman W. R. (1974). "Weathering classification in the characterization of rock for engineering purposes in British practice. Bulletin International Association of Engineering Geology, 9, pp. 33-42.

Dearman W.R. , Turk N. (1985) "Sampling and Testing of Residual Soils in The United Kingdom". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong -.

Dearman, W. R. (1995). Description and classification of weathered rocks for engineering purposes:the, background to the BS5930:1981 proposals. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 267-276.

Deere, D.V., Patton F.D. (1971). "Slope stability in residual soils". In Proc., Fourth Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, San Juan Puerto Rico, American Society of civil engineers, New York, Vol. 1, pp. 87-170.

Dobereiner, L., durville, J.L y Restituito, J. (1993). Weathering of the Massiac gneiss Massif Central, France). Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 47. pp. 79-96.

Duzgoren-Aydin, N.S., Aydin, A., Malpas, J., 2002. Distribution of clay minerals along a weathered pyroclastic profile, Hong Kong. Catena 50, 17– 41.

Fityus S.G., Smith D.W. (2004) "The development of a residual soil profile from a mudstone in a temperate climate" Engineering Geology 74 pp. 39–56

Fitzpatrick R.Q , Le Roux J. (1977). "Mineralogy and chemistry of a transvaal black clay topo sequence. Jour , soil Sci. 28:pp165-179.

Foes, Y. (1973) "Red soil from Kenya as a foundation material". Proceedings of the eight international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscú, Vol. 2, p.p. 73-80.

García M. . (1979) "Aspectos geotécnicos de las carreteras Ibague - La línea y Yarumal Puerto Valdivia." II Conferencia regional de geotécnia del occidente colombiano. Popayán.

Geological Society Engineering Group (1995). "The description and classification of weathered rocks for engineering Purposes" Journal of Engineering Geology, 28, pp. 207-242.

Geotechnical control office (1987). "Guide to site investigation" (Geoguide 2), Geotechnical Control Office, Hong Kong SAR.

Gerscovich D.M.S., Vargas E.A., de Campos T.M.P. (2006) "On the evaluation of unsaturated flow in a natural slope in Rio de Janeiro, Brazil" Engineering Geology 88 pp. 23–40.

Gidigasu, M.D. (1972) "Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of ghana in relation to soil forming factors". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 6, No. 2, p.p. 79 - 150.

Girod F. 1999. Altération météorique de roche granitique en milieu alpin: le cas de l'orthogneiss associé à l'éboulement de Randa (Mattertal, Valais, Suisse). PhD thesis, Université de Lausanne.

González L., Jiménez J. (1981) "Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, Tenerife". Engineering geology., Vol. 17, No. 1, p.p. 1 - 17.

Hencher, S. R. Martin, R. P. (1982): The description and classification of weathered rocks in Hong Kong for engineering purposes, Proc. 7th Southeast Asian Geotechnical Conf., 125–142,.

Hencher, S. R. y McNicholl, D. P. (1995). Engineering in weathered rock. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 253--266.

Hencher, S. R., Massey, J. B., Brand, E. W. (1984): Application of back-analysis to some Hong Kong landslides, Proc. 4th Int. Symp. on Landslides, pp 631–638,.

Hurlimann, M., Ledesma, A., Martí, J.(2001). Characterisation of a volcanic residual soil and its implications for large landslide phenomena: application to Tenerife, Canary Islands. Engineering Geology 59 (2001) 115±132.

Irfan T.Y. (1988) "Fabric variability and index testing of a granitic saprolite" Second international conference on Geomechanics in Tropical Soils. Sigapore. Pp. 25-35

Irfan T.Y. , Dearman W.R. (1978). "Engineering Classification and index properties of a weathered granite" Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 17 pp. 79-90.

Irfan T.Y., Powell G.E. (1985). "Engineering geological investigations for pile foundations on a deeply weathered granitic rock in Hong Kong. Bulletin of IAEG 32 . p. 67-80.

Irfan T.Y., Woods N.W. (1988) "The Influence of Relict Discontinuities on Slope Stability in Saprolitic Soils". Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore.

Irfan, T.Y., 1996. Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong. Q. J. Eng. Geol. 29. pp 5–35.

Jaboyedoff M., Baillifard F., Bardou E., Girod F. (2004) "The effect of weathering on Alpine rock instability" Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 37, pp. 95–103.

James, A. N y Kirkpatrick, I. M. (1980) Design of foundations of dams containing soluble rocks and soils: Quarterly Journal of Engineering Geology, 13, 189-198

Jiao, J.J., Wang X, Nandy S (2005). "Confined groundwater zone and slope instability in weathered igneous rocks in Hong Kong". Engineering Geology 80 pp 71–92

Lindquist, E. S. Goodman, R. E. (1994): Strength and deformation properties of a physical model melange, Proc. 1st NARM Symp, 843–850,.

Little, A.L. (1969) "The engineering classification of residual tropical soils". Proceedings of the specialty session on the engineering properties of laterite soils, Vol. 1, 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, p.p. 1 - 10.

Lizcano A., Herrera M.C., Santamarina J.C. (2006) "Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia" Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2) pp. 167-197.

Lohnes R, Demirel T. (1973) "Strensth and structure of laterites and lateritic soils". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 7, No. 1, pp. 13-33.

Lumb, P. (1975) "Slope Failures in Hong Kong". Quarterly Journal of engineering geology, Geological Society of London, Vol. 8, pp. 31-65.

Lupini, J.F., Skinner, A.E., y Vaughan, P.R (1981). The drained residual strength of cohesive soils. Géotechnique, 31(2): 181-213.

Martins F. B., Ferreira P. M., Altamirano J.A., Bressani L.A., Damiani A. V.. (2005) "Interaction between geological and geotechnical investigations of a sandstone residual soil". Eng. Geology 78, pp 1 –9.

Massey J.B., Pang P.L.R. (1988) "Stability of Slopes and excavations in Tropical Soils". Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore.

Mitchell, J.K., Sitar N. (1982). "Engineering properties of tropical residual soils". In Engineering and construction in Tropical and residual soils, Honolulu, Hawai, America Society of civil engineers, New York, pp. 30-57.

Nichols T.C, Abel, J. F. 1975. Mobilised residual energy - a factor in rock deformation Bulletin of the Association of Engineering Geologists. 12, 213-225.

Ollier. C.D.. (1969). "Weathering". American Elsevier, New York, 304 pp.

Orhan M., IsIk N. S., Topal T., O ¨ zer M. (2006), "Effect of weathering on the geomechanical properties of andesite, Ankara–Turkey". Environ Geol 50: pp 85–100

Parry S., Franks C. A. M. (2000) "The mineralogy of clay-rich zones within some weathered volcanic and granitic rocks in Hong Kong. 8th international symposium on landslides Cardiff. pp. 1183-1188.

Phillipson H. B., Brand E.W. (1985) "Sampling and testing of Residual Soils in Hong Kong". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong.

Picarelli, L., Di Maio, C., Olivares, L., Urciuoli, G.: (1998) Properties and behaviour of tectonized clay shales in Italy, in: Proc. int. conf. on "The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks", Napoli, edited by: Evangelista, A. and Picarelli, L., Balkema, Rotterdam, 3, pp. 1211–1242,.

Piteau D.R., Peckover F.L. (1978). Engineering of rock slopes. In Landslides Analysis and Control. Transportation Research Board, Washington, DC, pp 193–228.

Price D. G., (1995), Weathering and weathering processes. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 243-252.

Reading, A.J,, (1999). "Stability of tropial residual soils from Dominica, West Indies". Eng. Geol., 31: pp. 27-44.

Rigo, M.L., Pinheiro, R.J.B., Bressani, L.A., Bica, A.V.D., y Da Silveria, R.M., (2006). The residual shear strength of tropical soils. Can.Geotech. J. 43: 443-447.

Sancio R.T., Sancio R. B., Holtz S. C.. (2000). "Slope stability Análysis in soft rocks". 8th international symposium on landslides, Cardiff. pp. 1301-1308.

Sowers G. F. (1981) "Características de los Suelos Residuales". IV Conferencia Regional de Geotecnia". Barranquilla, Colombia.

Sowers G. F. (1985) "Residual Soils in the United States". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong.

Sowers, G.F. (1963). "Engineering properties of residual soil derived from igneous and metamorphic rocks". In Proc., Second Pan American conference on soil mechanics and foundation engineering, Brazil, American Society of civil engineers, New York, Vol. 1, pp. 39-61.

Sowers, G.F. (1988). "Foundation problems in residual soils." Proceedings, Engineering Problems of Regional Soils: pp. 154- 171. Beijing, China.

Sugawara J., Yue Z.Q., Tham L.G., Law K.T., Lee C.F. (2003) "Weathered rock characterization using drilling parameters" Can. Geotech. J. 40: pp. 661–668.

The Geological Society, (1995), The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 207-242.

Townsend, F.C. (1985), "Geotechnical characteristics of residual soils". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 2, pp. 591-597.

Vaughan, P.R. (1985). "Mechanical and hydraulic properties of In situ residual soil general report". In Proc., First International conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, Brasilia, , Comisión Federal de Electricidad, México City, Vol. 3, pp. 61-71.

Vaughan. P.R., M. Maccarini, , . Mokhtar S. M. (1988). "Indexing the engineering Properties of residual soil". Quarterly Journal of engineering geology, Geological Society of London, Vol. 21., Pp. 69.84.

Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Tuna, C., Costa, E. y Santos, J. (2004) Geotechnical characterization of a residual soil profile: The ISC'2 experimental site, Porto, In: Viana da Fonseca A. and Mayne P.W. (eds.), Geotechnical and Geophysical Site Characterizaton, 2 Millpress, Rotterdam, pp. 1361–1370.

Weinert, H.H., (1968). "Engineering petrology for roads in South Africa". Engineering. Geolohy. 2, pp. 363–395.

Wen, B. P. y Aydin, A. (2003): Microstructural study of a natural slip zone, quantification and deformation history, Engineering Geology, 68, 289–317,.

Wesley L.D., Irfan T.Y. (1997). "Classification of residual soils". Mechanics of residual soils Blight G.E. editor, pp17-40.

Zhang, G., Germaine, J. T., Whittle, A. J. & Ladd, C. C. (2004). Geotechnique 54, No. 7, pp. 441–451

Capítulo 11

Investigación de Deslizamientos

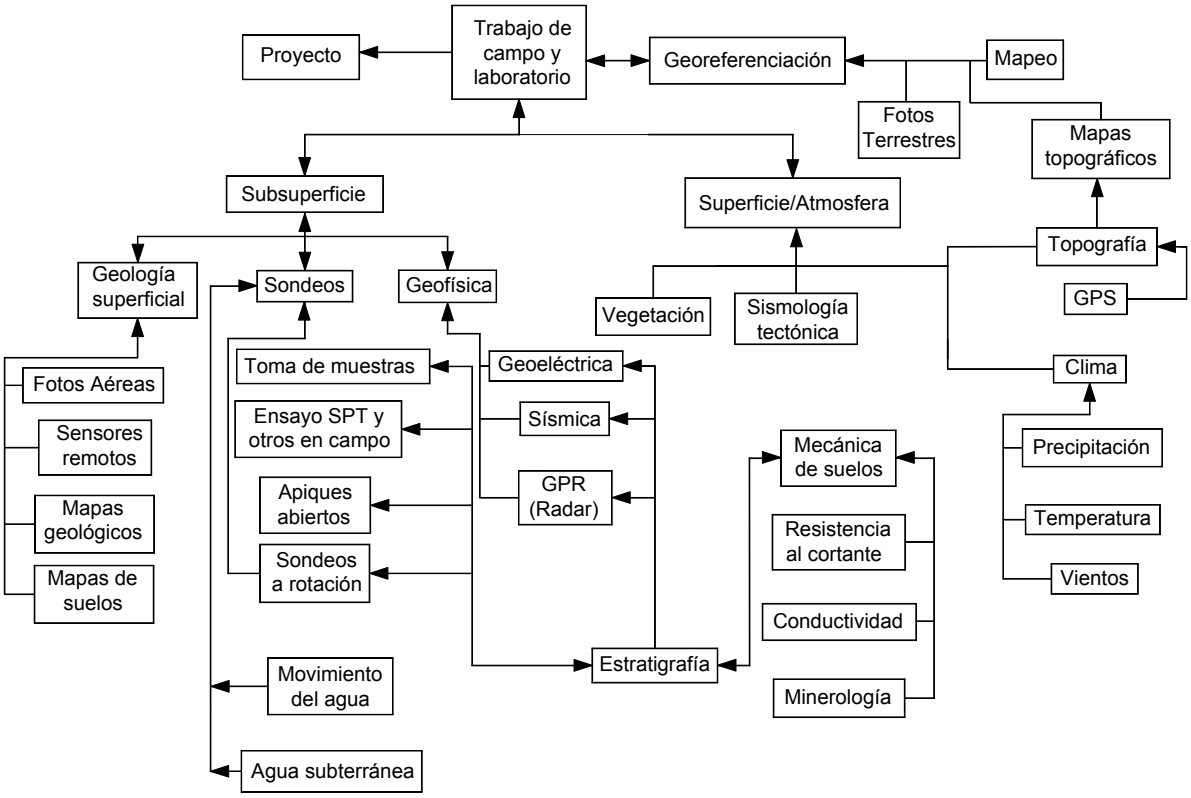


Figura 11.1 Diagrama de flujo de la adquisición de datos en la investigación y mapeo de deslizamientos.

La investigación de una ladera, talud o deslizamiento consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible y un diseño efectivo de su solución o remediación. Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad del talud o ladera y caracterizarlos plenamente (Figura 11.1).

Se requiere examinar en particular tres aspectos para evaluar la estabilidad de los taludes en términos de ingeniería: el primer elemento consiste en definir en tres dimensiones las características de la masa inestable con referencia particular a las superficies de cortante y los planos falla.

Como segundo elemento deben analizarse las propiedades y características de los materiales y de los elementos activadores tales como el régimen hidrogeológico y los eventos sísmicos.

Finalmente, es de gran importancia detectar los movimientos de, o dentro de la masa inestable y monitorearlos (Figura 11.2). La magnitud y profundidad de las investigaciones depende del tamaño y complejidad del talud o del deslizamiento a estudiar. Para un deslizamiento pequeño donde las causas del movimiento son muy evidentes o para un talud sencillo de poca altura sin problemas importantes, se puede realizar una inspección de campo con un informe relativamente corto.

De otro modo, para los deslizamientos de gran magnitud o geológicamente muy complejos, la investigación puede incluir gran cantidad de perforaciones, instrumentación y análisis por un grupo interdisciplinario de profesionales.

La misión del Ingeniero, Geólogo o Geotecnista es proveer la solución más apropiada a los problemas detectados, con base en los beneficios técnicos, costos, constructividad, limitaciones ambientales, derechos de propiedad y seguridad pública (Cornforth 2005).

ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO

Para determinar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que afectan la estabilidad de un talud, diagnosticar y diseñar las obras de estabilización, se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas:

- Reconocimiento e identificación del sitio.
- Análisis de la información existente.
- Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
- Investigación de campo que incluya sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ” para cuantificar los parámetros del suelo.
- Investigación de laboratorio.
- Elaboración del modelo conceptual de los mecanismos de las fallas actuales o potenciales.
- Modelación matemática utilizando software.
- Instrumentación y monitoreo.
- Elaboración del plan de manejo y diseño de obras de remediación.

La Sociedad de deslizamientos del Japón (1996), propuso un diagrama de flujo el cual se presenta en la Figura 11.3

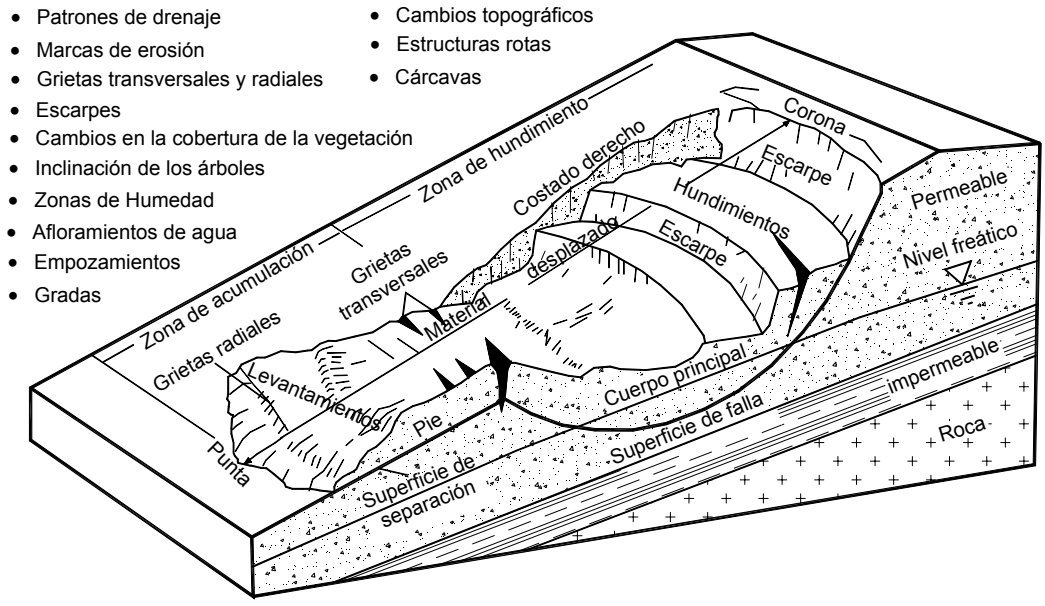


Figura 11.2 Detalles a analizar en un deslizamiento.

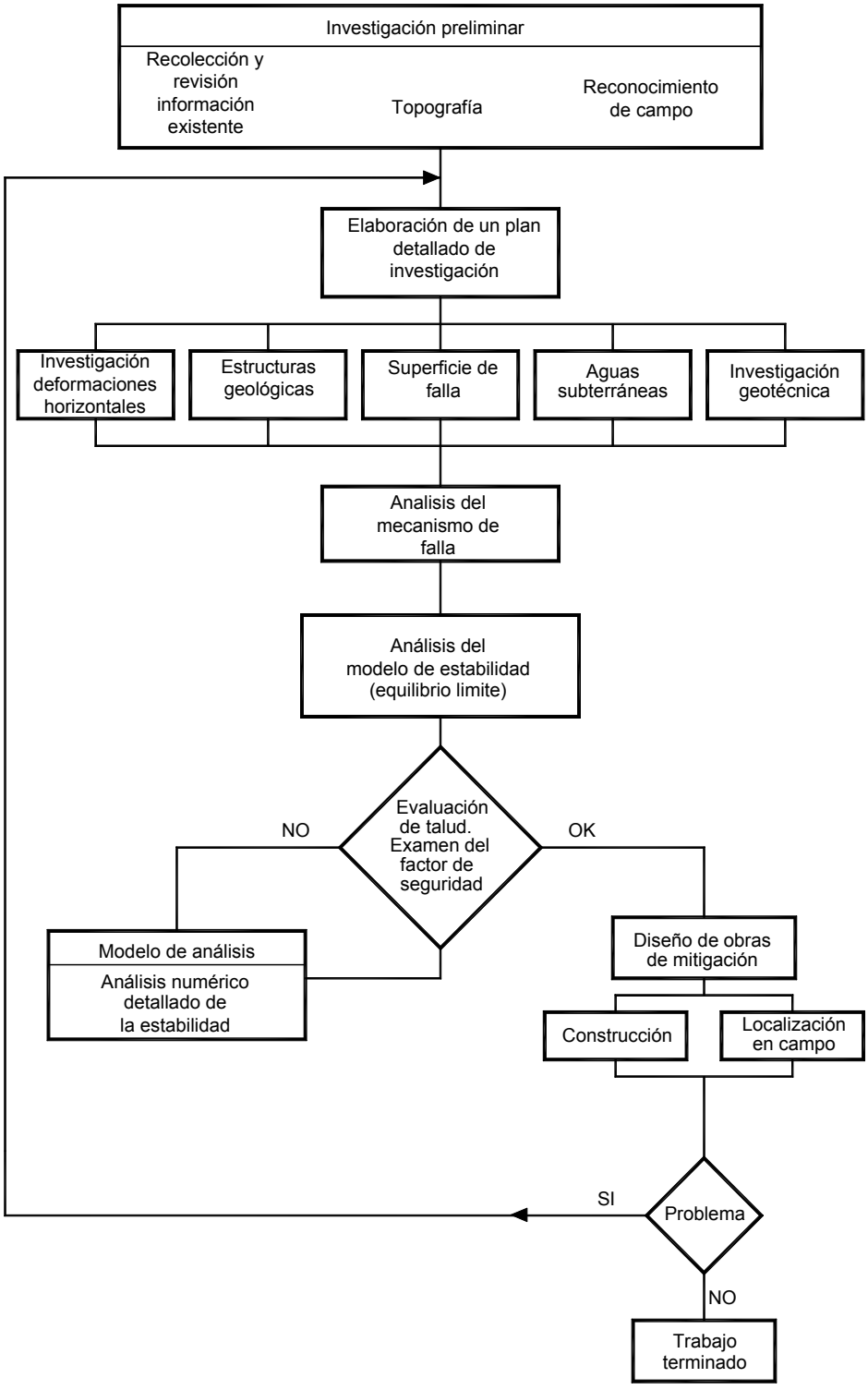


Figura 11.3 Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos (Modificado de Japan Landslide Society, 1996).

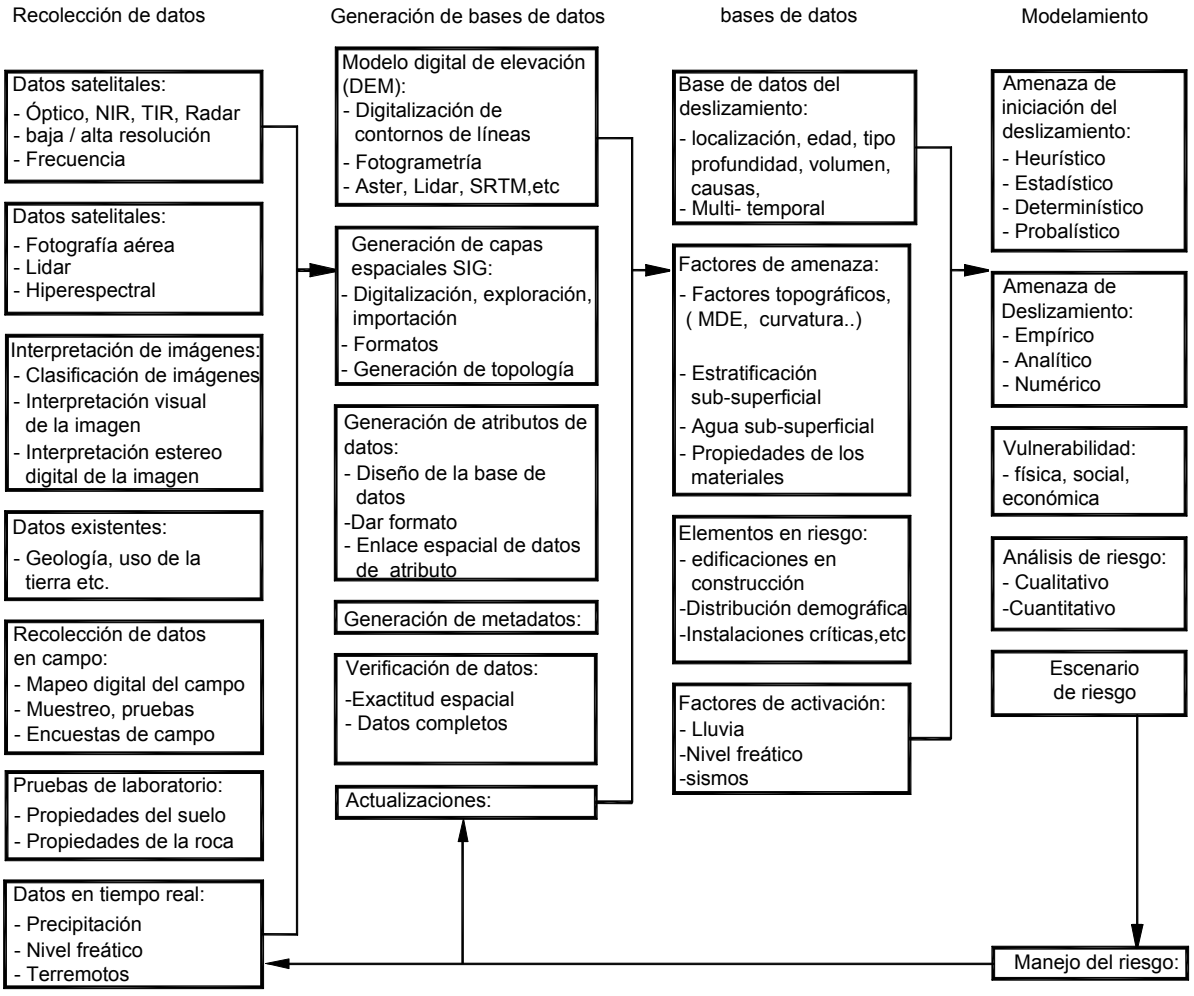


Figura 11.4 Herramientas para el análisis de amenazas a deslizamiento (Van Westen, 2004).

Para realizar eficientemente el trabajo de investigación, se requiere el concurso de un grupo interdisciplinario integrado por Ingenieros Geotecnistas, Geólogos, Hidrólogos, Forestales, Topógrafos, Laboratoristas o Geotecnólogos y otros especialistas, quienes deben conformar un equipo de trabajo, en el cual es muy importante efectuar los análisis con una mente muy amplia, sin caer en dogmatismos o en conclusiones simplistas.

El análisis y la evaluación de un deslizamiento, generalmente requiere de la experiencia del profesional encargado; sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera, porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en otro sitio, así los factores exteriores lo sugieran.

La tecnología de la estabilidad de taludes ha tenido un gran desarrollo en los últimos años y existen una gran cantidad de herramientas para la recolección de datos, ensayos de laboratorio, así como programas de software para el modelamiento (Figura 11.4).

El trabajo de campo es el más costoso y el que mejor información puede proveer para un análisis detallado, conjuntamente con el del laboratorio. En contraste, el análisis de la información y modelación matemática o numérica es más económica. El anterior problema ha conducido con mucha frecuencia a que se realicen evaluaciones numéricas muy precisas utilizando información de muy baja calidad o inexistente (Janbú, 1996).

En el caso del manejo de taludes, el planteamiento de una teoría sin comprobación puede conducir a errores de análisis que conducen a la escogencia de soluciones equivocadas y en ocasiones, a provocar mayores problemas al que se pretende remediar.

Causas comunes de fracasos en la investigación

Osterberg (1973) sugiere que hay cinco razones generales para los fracasos en las investigaciones de procesos de deslizamiento:

- El conocimiento general de los procesos geológicos no se utilizó en la planificación del programa de exploración y en la evaluación de la información recolectada.
- El investigador tenía una noción preconcebida de lo que debería ser la evaluación del sitio y no permitió considerar evidencias que contradecían la idea preconcebida.
- No se utilizaron todas las herramientas disponibles para la investigación del sitio, aún en el caso de que eran simples y obvias.
- El investigador no discutió apropiadamente los objetivos del programa de investigación con todas las personas involucradas.
- No se establecieron líneas abiertas y libres de comunicación.

USO DE FOTOGRAFÍAS E IMÁGENES

Existe una gran cantidad de alternativas de fotografías, imágenes y sensores. Se pueden emplear fotografías o imágenes en varias escalas para obtener la información regional y local. En distintos países existen entidades dedicadas a obtener estas fotografías y se pueden tener tomas de varias fechas, antes y después de la ocurrencia de los deslizamientos estudiados.

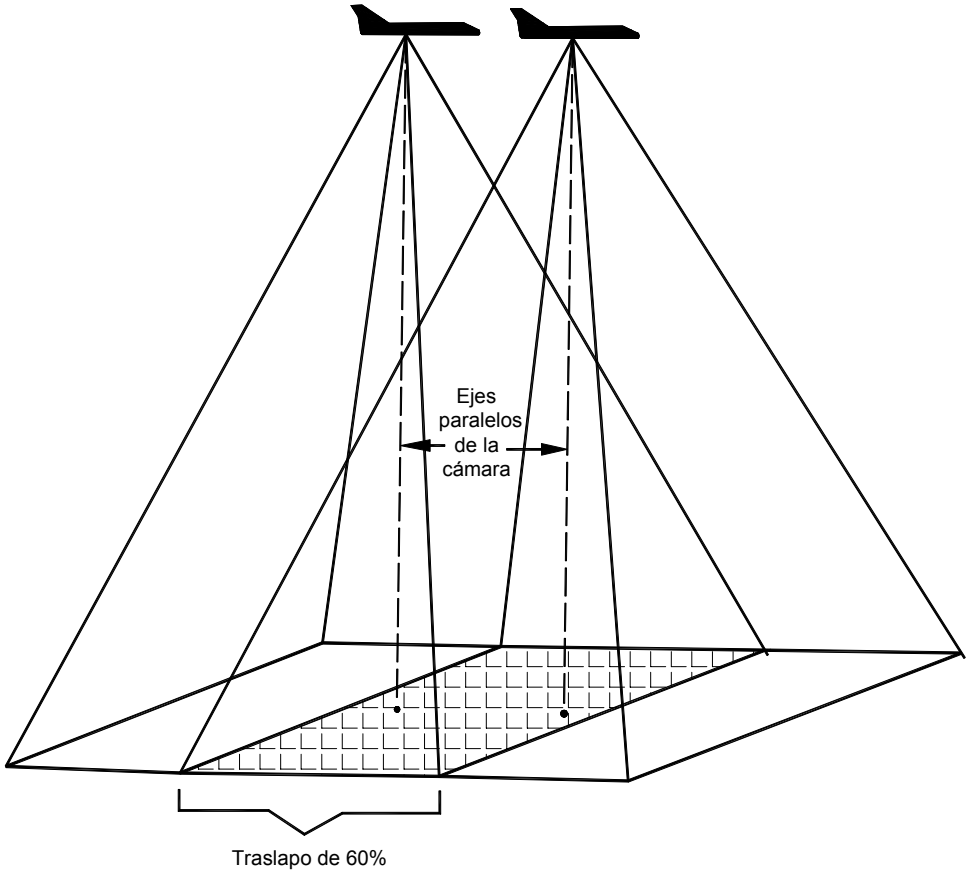


Figura 11.5 Esquema de traslapo en latoma de fotografías aéreas.

Se pueden obtener fotografías en blanco y negro, en colores, infrarrojas y una gama de tomas con sensores remotos, incluyendo imágenes de satélite y radar.

Se recomienda el uso de las fotografías en colores porque éstas permiten identificar las diferencias de las condiciones del drenaje y humedad, y permiten identificar los diferentes materiales de roca y suelo. Igualmente, la delimitación de terrenos susceptibles a deslizamientos es mucho más precisa, en las fotografías a color.

Las fotografías en color infrarrojo son especialmente útiles para identificar las diferencias en la humedad del terreno. Además de la información topográfica y geomorfológica, se pueden inferir la geología (tipo de roca, discontinuidades estructurales, localización de coluviones) y detalles de la historia del sitio tales como rellenos, cortes o deslizamientos antiguos. Otra utilización de las fotografías aéreas e imágenes es la clasificación del terreno en áreas homogéneas basados en la pendiente, material geológico, erosión e inestabilidad.

Los sensores remotos permiten recoger la información por medio de equipos que no están en contacto directo con el objeto de la investigación. Los aparatos varían desde cámaras, radares, radiómetros, que trabajan dentro del espectro electromagnético que va desde las ondas largas de radio hasta las cortas de los rayos gama y las ondas de radiación cósmica.

Utilidad de las Fotografías Aéreas

Cuando se interpretan correctamente las fotografías aéreas, constituyen una herramienta muy importante y útil para obtener información sobre el suelo, la geología y los movimientos del terreno (Figura 11.5). Entre las ventajas del uso de fotografías aéreas en la planeación y análisis de áreas de deslizamientos, se encuentra las siguientes (Abramson y otros, 2002):

- Permiten una vista aérea tridimensional del área. Con el estereoscopio se puede observar en tres dimensiones.
- Un mejor entendimiento del drenaje. En las fotografías se puede observar mejor el drenaje y otros elementos naturales que son difíciles de reconocer adecuadamente en el terreno.
- Se localizan fácilmente los canales del drenaje de escorrentía.
- Se identifican las diferencias de formación geológica.
- Se pueden delimitar deslizamientos antiguos y recientes. La cantidad de movimiento puede analizarse por los desplazamientos de las carreteras y otros elementos fácilmente identificados.
- Se puede observar el terreno por encima de la vegetación.

Limitaciones del uso de fotografías aéreas

A pesar de sus ventajas, las fotografías aéreas tienen algunas limitaciones entre las cuales se incluyen:

- La interpretación depende de la experiencia del interpretador. Un profesional sin experiencia, puede cometer muchos errores.
- La escala. La mayoría de fotografías aéreas se encuentran en escalas 1:15.000 a 1:40.000 y para identificar los deslizamientos, se requieren escalas mejores a 1:10.000. No es común encontrar fotografías tomadas en escala de detalle.
- Los deslizamientos son difíciles de identificar en las zonas urbanas. Las construcciones no permiten ver los detalles de los movimientos.
- El terreno no puede verse a través de las zonas densas de árboles; por lo tanto, la identificación de análisis de deslizamientos en zonas con vegetación, es muy poco precisa. Este problema puede resolverse utilizando imágenes de radar.
- La información de las fotografías requiere de validación en el campo. Es muy común que el control de campo sea limitado y esto puede conducir a una gran cantidad de errores.

La escala

Se estiman precisiones de más del 95% en la identificación de deslizamientos en los mapas a escala 1: 5.000 o mejor (Tabla 11.1). La escala es muy importante y la mayoría de las fotografías antiguas se encuentran en escalas tales que no

permiten la identificación precisa de deslizamientos. Sin embargo, a pesar de las limitaciones de escala, el análisis de fotografías tomadas 5, 10 o 50 años antes, puede ofrecer información muy importante para el diagnóstico de los problemas actuales al compararlas con fotografías más recientes.

Interpretación de Fotografías Aéreas

Para el análisis de las fotografías aéreas se pueden seguir los siguientes lineamientos:

Expresión topográfica

Se debe estudiar la topografía en sí, las formas del terreno y los cambios de relieve. De este análisis se pueden separar los varios tipos de forma del terreno y se obtienen algunas claves tales como la naturaleza y estabilidad de los materiales que conforman una determinada topografía.

La claridad de la información depende de la hora de toma de las fotografías y en ocasiones se obtienen fotografías que hacen muy visibles los escarpes y discontinuidades topográficas.

Fotografía 11.1 Foto aérea de zona de deslizamiento.

Tabla 11.1 Escala de fotografías aéreas para diferentes niveles de estudio.

Escala	Utilización
1:40.000 a 1:25.000	Utilizadas para conocer la geología general regional del terreno y cambios topográficos globales.
1:25.000 a 1:10.000	Permiten entender los cambios topográficos, la localización de deslizamientos y los efectos locales.
Mejor a 1:10.000	Se puede determinar la topografía de los deslizamientos y las características de los movimientos.

Sistema de drenaje y erosión

La densidad y el sistema de los canales de drenaje natural reflejan la naturaleza del suelo y la roca que conforman la superficie del terreno. Por ejemplo, si los sistemas de drenaje presentan canales muy cercanos el uno al otro, indican que el suelo es relativamente impermeable y si están muy separados, que el suelo es permeable.

En general, un drenaje en forma de árbol indica un material uniforme y zonas planas y un sistema de drenaje paralelo indica la presencia de discontinuidades y pendientes fuertes. Los sistemas rectangulares son evidencia del control por parte de la roca subyacente y un sistema desordenado indica la presencia de coluviones y residuos superficiales.

Un sistema de hoja de árbol es común en zonas de erosión muy severa por la presencia de limos y suelos erosionables. Las formas de la sección de los canales de drenaje o erosión también son muy útiles para detectar el tipo de material; un canal redondeado indica la presencia de arcillas, un canal en U indica limos y uno en V muestra la existencia de arenas y gravas.

Tonalidad del suelo

Los tonos grises son indicativos de la humedad del suelo. Un tono oscuro indica gran humedad y otro claro indica poco contenido de agua (Fotografía 11.1).

En las fotografías aéreas se pueden identificar zonas de concentración de infiltración o afloramiento de agua por su coloración más oscura, debida a la vegetación verde y espesa, y a la capacidad reflectiva del suelo húmedo.

Reconocimiento de áreas inestables y deslizamientos

A continuación se indican algunas guías útiles para el reconocimiento de áreas inestables (Abramson y otros, 2002):

- *Escarpes y afloramientos de roca.* Los escarpes se reconocen por su pendiente y por la falta de vegetación. La roca sin vegetación aparece en las fotografías con un tono claro. Los afloramientos de roca tienen una apariencia de topografía rugosa. Debe tenerse en cuenta que en ocasiones la vegetación es muy alta y no permite ver los bloques de roca.

- *Taludes cubiertos con bloques de roca o suelo suelto.* Las zonas de bloques de roca se reconocen como manchas moteadas de colores claro o gris.

- *Coluviones.* Los coluviones se identifican por la textura más suave que el terreno montañoso alrededor y es común que presenten manchas moteadas de bloque de roca.

- *Abanicos aluviales.* Los abanicos aluviales se reconocen por la forma de abanico y tienden a estar situados en el fondo de áreas donde la pendiente del talud cambia lateralmente en forma brusca.

- *Profundización del relieve por ríos, corrientes de agua o cárcavas.* Las incisiones profundas en corrientes de agua son generalmente elementos que afectan la susceptibilidad a los deslizamientos y estas pueden identificarse por los tonos claros en la cabeza de las corrientes donde la roca expuesta puede observarse.

- *Zonas de humedad.* Las zonas de humedad se identifican por cambios repentinos a tonos más oscuros y por cambios fuertes en la tonalidad de la vegetación. Como se indicó anteriormente los tonos oscuros son típicos de zonas de humedad.

- *Caídos de roca.* Las áreas de caídos de roca se pueden identificar por el color claro de los afloramientos rocosos en la parte alta de los escarpes y las manchas moteadas de los bloques de roca en la base de los escarpes.

- *Deslizamientos planares.* Estos deslizamientos se pueden identificar por su planta lineal y su topografía suave sin cambios bruscos.

- *Deslizamientos de rotación.* Se identifican por el escarpe arriba de la cabeza del deslizamiento y la superficie de movimiento con manchas moteadas.

- *Flujos.* Los flujos tienen una configuración en planta similar a los deslizamientos de traslación, pero adicionalmente se observa la acumulación de material o la formación de un abanico al final del movimiento.

- *Reptación.* Estos movimientos se identifican principalmente por la inclinación de árboles, postes y cercas. La textura es suavemente rugosa y se observan desplazamientos en las líneas de las cercas y otros elementos lineales.

- *Cárcavas.* Las cárcavas son generalmente cortas y con forma de flecha en colores claros donde el suelo o roca ha sido expuesto.

La Fotogrametría Digital

La fotogrametría digital aplica los mismos principios y métodos de la fotogrametría analógica tradicional para obtener información confiable sobre las características del terreno y del ambiente (Chandler, 1999).

Los productos de grabado, medida e interpretación de las imágenes digitales y los patrones de la energía electromagnética de resplandor del terreno y otros fenómenos, son presentados como coordenadas de punto, mapas numéricos y gráficos e imágenes rectificadas.

El proceso de las imágenes se realiza colocando formas y colores predeterminados en las zonas correspondientes de las imágenes (Kraus, 1993; Heipke, 1995). La reconstrucción tridimensional se obtiene aplicando proceso de imágenes digitales y reconocimiento de patrones.

Un programa de computador elabora un modelo digital de elevación (DEM) de las fotografías digitales utilizando algoritmos basados en técnicas de ajuste de imágenes y de espacio de objetos (Rottensteiner, 1996).

La precisión de las coordenadas en tres dimensiones del mapa digital de elevación, depende de la escala y la resolución de la imagen o fotografía. Igualmente afecta la presencia de sombras, la morfología de la superficie y la capacidad de correlación de los algoritmos.

El operador del programa puede introducir correcciones al modelo comparando los modelos digitales de elevación generados automáticamente con el análisis directo de las imágenes digitales.

Este proceso es relativamente complejo y demorado, debido a la presencia de discontinuidades e irregularidades en la superficie del relieve en zonas afectadas por deslizamientos. Con buenas fotografías se pueden obtener mapas digitales de elevación con precisión hasta de 10 centímetros (Achilli y otros, 1997; Baldi y otros, 2000).

Imágenes Infrarrojas

Un tipo de fotografías aéreas utiliza películas infrarrojas que colorean la humedad con tintes rojos. Las imágenes infrarrojas pueden utilizarse para detectar niveles altos de aguas freáticas y corrientes de agua. Esta técnica se utiliza ocasionalmente para estudios de deslizamientos.

Tabla 11.2 Relación entre la resolución espacial y el tamaño de un deslizamiento que se puede detectar, con imágenes ópticas de baja resolución. (Mantovani y otros, 1996).

Detalle	Landsat MSS	Landsat TM	SPOT XS	SPOT PAN
Tamaño de celda	80	30	20	10
Contraste Alto	800	300	200	100
Contraste Bajo	3200	1200	800	400

Fotografía 11.2 Imagen de IKONOS de flujo en la costa de Venezuela, en 1999.

El GPS

El GPS ("Global Positioning Systems") es una herramienta muy útil para el análisis de deslizamientos y se ha convertido en un elemento obligatorio en todos los estudios de campo. Con el GPS se pueden determinar los bordes o perímetros de un área de deslizamiento y adicionalmente detectar movimientos de la masa deslizada.

El GPS es afectado en su posición por el número de satélites observables presentes y las obstrucciones del punto de observación, especialmente por la vegetación. El sistema de GPS fijo para monitorear deslizamientos con transmisión satelital es muy utilizado especialmente en los países desarrollados.

Imágenes de Satélite

En ocasiones se ha intentado la identificación de deslizamientos utilizando imágenes de satélite de alta resolución (10 metros), pero se ha dificultado el análisis de deslizamientos de tamaños menores a 250 metros y solo ha sido posible realizar cierto tipo de análisis en deslizamientos de gran tamaño (más de 500 metros). Sin embargo, en áreas donde no se tengan fotografías aéreas, las imágenes de satélite pueden ser de cierta utilidad.

La interpretación visual es muy subjetiva y puede resultar en errores significativos y un alto grado de incertidumbre cuando se utilizan imágenes para el mapeo y análisis de deslizamientos. Las imágenes ópticas de baja resolución son útiles para interpretación pero no para mapeo. Las imágenes ópticas de baja resolución utilizadas para la interpretación de deslizamientos son las SPOT, LANDSAT, ASTER, IRS-ID, RESOURCESAT, LISS IV Mono.

Varios investigadores han intentado utilizar estas imágenes (Landsat y Spot) para detectar deslizamientos, pero no fueron capaces de mapear deslizamientos individuales (Scanvic y otros, 1990, Vargas 1992); sin embargo, sí fue posible mapear diferencias de humedad, litología y vegetación. La dificultad de mapeo es función de la resolución espacial y el contraste (Tabla 11.2).

Las imágenes de alta resolución por el contrario son muy útiles para mapeo de deslizamientos. Entre las imágenes de alta resolución se encuentran Quickbird, IKONOS, CARTOSAT-1 y CARTOSAT-2 (Ouattara y otros, 2004) (Fotografía 11.2).

Imágenes de Radar

El radar opera enviando un pulso electromagnético hacia el espacio, el cual encuentra un objeto y es direccionado nuevamente a la antena que lo generó. Las imágenes de radar satelitales generalmente son de baja resolución (RADRSAT, ERS, JERS, ENVISAT).

En el sistema SAR la onda electromagnética es transmitida desde el satélite y parte de la energía retorna nuevamente al satélite. La amplitud o intensidad de la imagen SAR es controlada principalmente por la pendiente del terreno, la rugosidad y las constantes dieléctricas.

La fase es principalmente controlada por la distancia desde la antena hasta el objeto y parcialmente controlada por las demoras atmosféricas, así como la interacción de la microonda con el terreno.

En el sistema InSAR se combina la información de la fase de dos o más imágenes de radar de la misma área y resolución tomadas desde puntos similares a diferentes tiempos para producir un interferograma.

El interferograma permite detectar deformaciones del terreno para que sean procesadas en un modelo digital de elevación. Este sistema InSAR se ha utilizado para analizar movimientos de deslizamientos de tierra y actividad volcánica. Igualmente se ha utilizado para medir deformaciones del terreno en regiones sísmicamente activas.

Las imágenes de radar desde avión o helicóptero permiten resoluciones muy superiores a las imágenes satelitales y son muy útiles para la prospección de deslizamientos (Figura 11.6).

Tecnología LiDAR

El sistema "Light Detection and Ranging" o tecnología "LiDAR" es también conocida como altimetría laser o escaneo laser (Gold, 2004). El sistema de mapeo "LiDAR" requiere de varios equipos que incluyen un telémetro de escaneo laser, un GPS diferencial y una unidad de medida de inercia.

El telémetro determina la distancia al objetivo y el recibidor de GPS, y la unidad de medida de inercia provee el posicionamiento real espacial de un avión o helicóptero con relación al objetivo. Con la combinación de todas las mediciones se calcula la altitud.

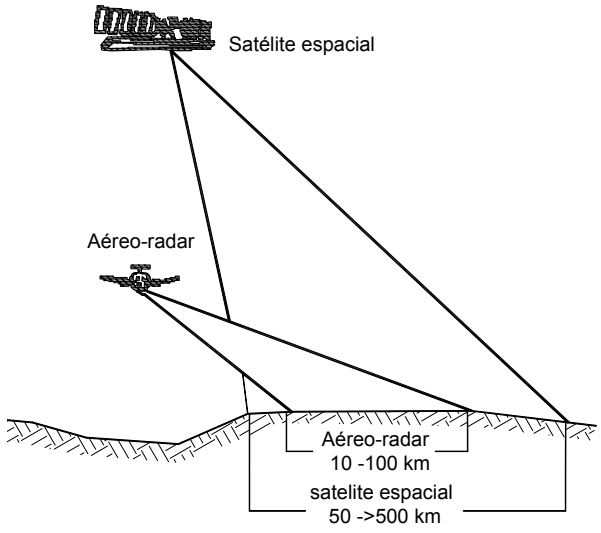


Figura 11.6 Diferencias de geometría entre las imágenes SAR de satélite y de avión (Ouattara, 2004).

La técnica LiDAR mide no solamente la altitud de la superficie del suelo, sino también las altitudes de edificios y árboles etc., en forma independiente en el grupo de datos. El sistema permite separar la información de los edificios y el follaje de los árboles para obtener un modelo digital de elevación del terreno completamente desnudo. El "LiDAR" virtualmente ve a través de la vegetación y es capaz de generar un mapa topográfico del terreno real, lo cual no es posible con la fotogrametría (Eeckhaut y otros, 2006).

Con esta tecnología se pueden obtener modelos digitales de elevación con precisión hasta de 10 centímetros de altitud. La tecnología LiDAR utiliza sistemas de pulsación de radar capaz de producir cuatro a quince mil pulsos por segundo. Las ondas de radar son capaces de penetrar a través del follaje de los árboles, debido a que algunos de los numerosos pulsos de radar evaden las obstrucciones y alcanzan al terreno. Estos sensores remotos permiten identificar las geoformas relacionadas con deslizamientos como son las depresiones cóncavas y los escarpes semi-verticales. El LiDAR se trabaja desde un avión a mil metros de altura y a una velocidad de 100 nudos, utiliza un sistema que es esencialmente un radar con pulsos de luz laser en las coordenadas x, y, z, que escanea la superficie del terreno (Figura 11.7).

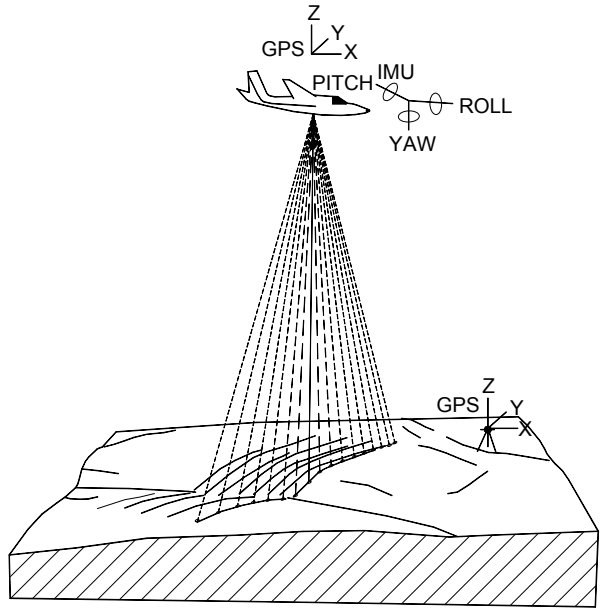
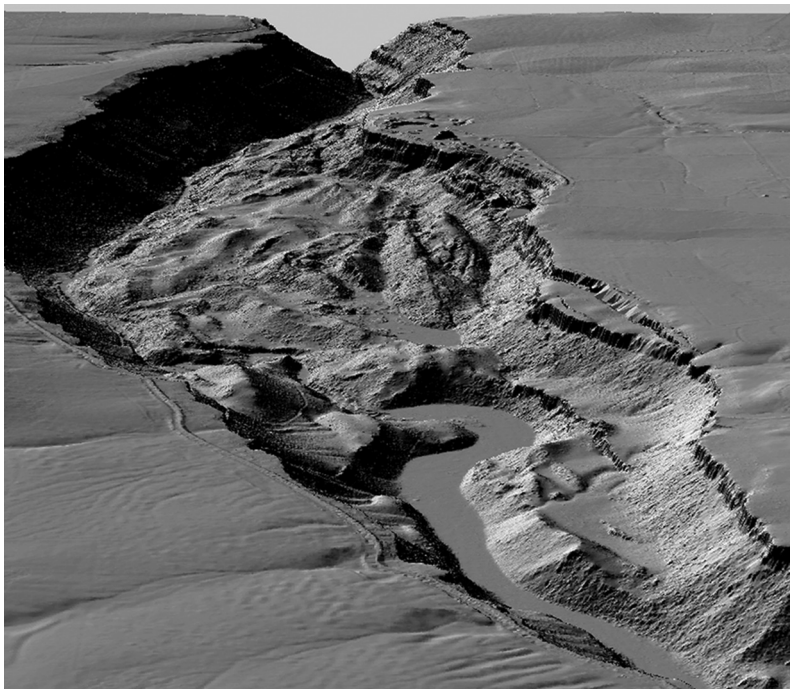


Figura 11.7 Esquema de toma de imágenes LiDAR.

Los objetos reflejan la luz de diversas formas, lo cual permite crear la imagen (Kavaya, 1999). Un GPS permite localizar en forma precisa las dimensiones y un programa de computador filtra la información que no se desea, como son por ejemplo las reflexiones de la cobertura de árboles, el resultado es un DEM del terreno "desnudo".



Fotografía 11.3 Ejemplo de imagen LiDAR.

Este DEM puede ser procesado en SIGs para obtener un mapa de contornos topográficos o un mapa de relieve con sombras para permitir la interpretación.

La interpretación de inventario de deslizamientos utilizando LIDAR es mucho más precisa que los métodos tradicionales fotogramétricos (Falls y otros, 2006). LIDAR permite identificar con mayor precisión los deslizamientos profundos antiguos, coluviones y flujos (Fotografía 11.3), pero los sistemas de fotografías aéreas son mejores para identificar deslizamientos recientes porque se pueden observar las diferencias entre áreas con cobertura vegetal y las áreas desprovistas de vegetación.

Igualmente la evidencia de desplazamientos en las vías y otros detalles no son visibles en las imágenes LIDAR. La principal fortaleza del LIDAR es la precisión que permite mapear deslizamientos pequeños (Drazba, 2007).

INVESTIGACIÓN BÁSICA, GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA

Planos Topográficos

Generalmente, se requiere elaborar planos topográficos diseñados específicamente para el proyecto. Los sistemas de mapas topográficos (Ortofotomapas), dibujados directamente sobre fotografías aéreas son de gran utilidad práctica.

En los planos topográficos se pueden detectar los deslizamientos de acuerdo al procedimiento siguiente:

- La presencia de escarpes (línea de nivel muy cercanas) que cambian de dirección y la presencia de esquemas no simétricos de estas depresiones pueden corresponder a zonas de deslizamientos que han ocurrido o están ocurriendo.

- Líneas discontinuas o cambios de dirección brusca de vías, líneas de transmisión eléctrica, de canales o cuerpos de agua pueden coincidir con deslizamientos activos.

En el plano topográfico se pueden identificar, además, los sitios de deslizamiento, canales de flujo o zonas de acumulación (Figura 11.8).

Mapas Geológicos

La información sobre la geología del sitio es común encontrarla en mapas geológicos o artículos técnicos de revistas de geología o publicaciones de universidades. En la mayoría de los países existen entidades encargadas del levantamiento y publicación de la información geológica.

Aunque el mapa geológico en sí puede no especificar la presencia de deslizamientos o terrenos susceptibles a movimientos del talud, esta información puede inducirse por la relación estrecha que existe entre la geología y la inestabilidad de los taludes.

El análisis de la geología regional es el primer paso en el estudio de taludes. Generalmente, un caso de deslizamiento no se presenta solo sino que es un evento dentro de una serie de eventos que han ocurrido, están ocurriendo y ocurrirán en la misma formación geológica y topográfica.

Los geomorfólogos pueden dividir áreas regionales en unidades dentro de las cuales el origen y caracterización de los materiales son similares y los suelos son aproximadamente los

Figura 11.8 Identificación de un deslizamiento en un plano topográfico. (Rogers, 1989).

mismos, las formas del terreno son parecidas y el clima es idéntico. Dentro de cada zona así definida, ocurren generalmente los mismos tipos de deslizamiento y los mecanismos de falla de los taludes son muy similares.

Con los mapas geológicos se pueden obtener los parámetros geotécnicos básicos y con los topográficos se pueden conocer las pendientes, accidentes, presencia de cambios de pendiente, sistemas de drenaje y geomorfología.

Es importante obtener planos en escalas diferentes para determinar los elementos regionales y locales que puedan afectar el comportamiento geotécnico de los suelos. Adicionalmente, se deben consultar los planos agrícolas, geomorfológicos, de lluvias, isotérmicos, etc., que se encuentren disponibles.

Mapas Agrícolas y de Suelos

Los estudios agrícolas presentan un concepto tridimensional sobre la extensión horizontal y el perfil vertical de cada unidad de suelo. Adicionalmente se encuentran ensayos de composición química y pH que son de gran ayuda en la identificación del tipo de suelo presente en el sitio. En algunos planos aparece la profundidad hasta la roca, distribución, granulométrica y ensayos especiales. Comúnmente existen entidades gubernamentales encargadas de editar y vender este tipo de mapas y estudios de suelos para uso agrícola.

Inventarios de Deslizamientos

En algunos países se han elaborado inventarios de deslizamientos en bases de datos con un gran volumen de información. Esta información es muy útil cuando el deslizamiento a analizar ya se encuentra inventariado o aparece referenciado un deslizamiento cercano.

Generalmente, el inventario de deslizamientos incluye la localización, fecha de ocurrencia, geometría, material de los taludes, elementos activadores, información de lluvias (Abramson y otros, 2002).

Información Sísmica

La información sísmica es determinante para el análisis de un deslizamiento. En la mayoría de los países se tienen bases de datos históricos de sismos. La mayoría de los sismos históricos importantes se tienen localizados y la información de magnitud y aceleraciones puede estar disponible. Generalmente la información se puede obtener de institutos sismológicos o de geología.

Análisis de Estudios Anteriores del Sitio o la Zona

Se deben analizar los estudios geotécnicos realizados anteriormente en sitios cercanos, sondeos, ensayos, e información de deslizamientos anteriores. En áreas urbanas se puede obtener información muy valiosa en las oficinas de planeación de las municipalidades y en los centros de documentación de las empresas de servicios públicos. De sitios alejados de las zonas urbanas es posible que no exista información histórica alguna.

INVESTIGACIÓN PRELIMINAR DEL SITIO

La investigación preliminar es tal vez la más importante desde el punto de vista conceptual y tiene como objeto recolectar la información básica general para entender los procesos que ocurren en el talud o el deslizamiento. “Previamente” a la visita de campo se debe realizar un análisis general de la información existente y definir claramente el área de interés.

Es importante obtener la siguiente información si se encuentra disponible (Cornforth, 2005):

- Informe de investigaciones anteriores del sitio y sectores aledaños.
- Planos topográficos existentes.
- Fotos aéreas.
- Imágenes de Google-earth y otras disponibles en internet.
- Mapas disponibles en internet.
- Fotos históricas relevantes.
- Mapas geológicos regionales y/o locales.
- Información de periódicos, videos, etc.

Visita de Reconocimiento

La visita es la parte más importante del trabajo preliminar, especialmente si es posible visitar el deslizamiento a pocas horas de ocurrido e incluso si el deslizamiento ocurrió hace varios meses. La visita ofrece una visión tridimensional y se puede obtener una cantidad muy grande de información.

Se obtiene el tipo o clasificación de los movimientos, sistemas de agrietamiento, tipo de suelo, afloramientos de agua y al final de la visita con mucho "sentido común", se puede tener una visión global que puede equivaler a más del 50% de la solución del problema planteado.

Se recomienda examinar los patrones regionales y locales de la topografía para localizar elementos anormales tales como valles truncados, cambios bruscos de pendiente, vegetación o estructura de la superficie del terreno. Los usos de la tierra, la irrigación para agricultura y otros factores en sitios aledaños pueden tener influencia determinante.

Area a visitar

El área a visitar debe incluir los taludes afectados o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir a las causas de los movimientos. Las áreas estables pueden analizarse en forma rápida, pero las zonas inestables requieren de exámenes detallados.

Es una práctica común que no se aproveche adecuadamente la visita preliminar y que los factores importantes no sean analizados (Cornforth, 2005). Algunos deslizamientos pueden originarse en un sitio y trasladarse distancias importantes ladera abajo y se requiere analizar no solamente las áreas donde se producen, sino también las áreas que pueden ser afectadas abajo del deslizamiento propiamente dicho.

Tiempo para una visita de reconocimiento

El grupo de ingenieros y geólogos debe gastar al menos dos o tres horas en un sitio de deslizamiento pequeño y al menos ocho horas en un deslizamiento de gran magnitud.

En general deben estar presentes como mínimo un ingeniero geotecnista y un geólogo. Dos personas pueden tomar mejor los datos de campo que una sola persona y se puede requerir el intercambio de conceptos directamente en el campo.

Actividades para la inspección preliminar

En la visita de inspección preliminar se deben realizar entre otras las siguientes actividades:

- Elaboración de un plano en planta del deslizamiento con la ayuda de un GPS.
- Elaboración de un perfil o sección a lo largo del movimiento.
- Identificación de los elementos geológicos, geotécnicos y ambientales relevantes.
- Toma de fotografías desde diferentes puntos. De arriba hacia abajo, de abajo hacia arriba, desde los lados y vistas generales desde sitios aledaños.
- Caracterización de los movimientos y evidencias.
- Cuantificación de todos los parámetros topográficos, geológicos, geotécnicos etc., que sea posible medir en la visita.

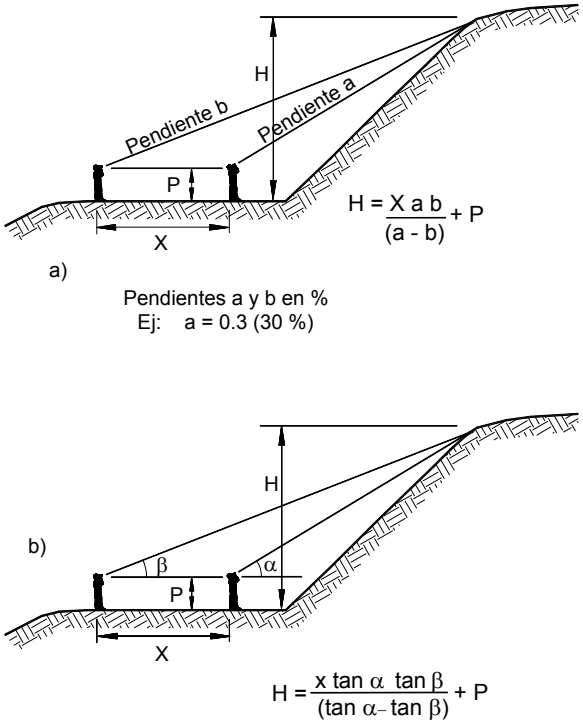


Figura 11.9 Determinación de la altura y pendiente de un talud desde una línea base. (Cornforth, 2005).

- Análisis de vías de acceso para equipos de exploración.

- El geólogo debe mapear y tomar información de las exposiciones de roca, sistemas de drenaje de aguas superficiales, depósitos superficiales y estructura geológica. El reconocimiento geológico debe dedicarle gran atención a detalles tales como agrietamientos de la superficie del terreno, depresiones, árboles inclinados y nacimientos de agua.

- Investigar la propiedad de la tierra y la necesidad de permisos para los estudios detallados.

- Después de la visita se requiere re-estudiar la información geológica y topográfica inicial y realizar las modificaciones respectivas.

Lista de elementos importantes para la visita de reconocimiento

Cornforth (2005), recomienda tener disponibles los siguientes elementos:

- Ropa adecuada incluyendo bolsillos múltiples, guantes, cachucha, etc.

- Botas con buen agarre y a prueba de agua.

- Libreta u hojas de papel, lápices y borradores.

- Cinta métrica.

- GPS.

- Machete.

- Toallas para secar el equipo y las manos.

- Clinómetro para medir ángulos y pendientes.

- Brújula Brunton.

- Nivel manual.

- Binoculares.

- Cámara digital con memoria suficiente.

- Martillo de geología.

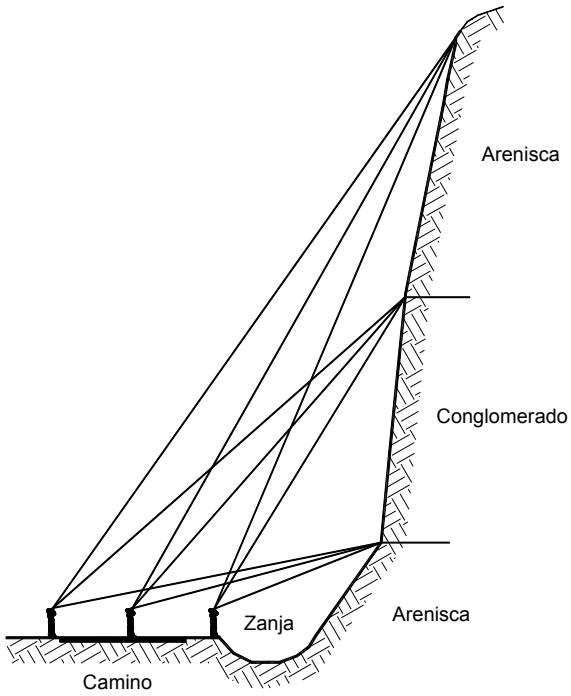


Figura 11.10 Mapeo con clinómetro de un escarpe de roca (Cornforth, 2005).

- Bolsas para muestras.

- Teléfono celular o “walkie-talkie”.

Es importante que las secciones que se tomen del talud en la visita preliminar sean lo más precisas posibles. Se recomienda la utilización de un clinómetro para determinar las pendientes y la localización de los elementos más importantes, como se indica en las figuras 11.9 y 11.10.

Elaboración de Planos Preliminares

Se recomienda establecer como guía un punto o línea de base arcifínea como por ejemplo una carretera, un río o una estructura por fuera de la zona del movimiento.

Una vez se ha localizado con GPS la línea base, se debe proceder a identificar los límites del deslizamiento y los elementos topográficos y geológicos importantes tales como grietas, afloramiento de roca, hundimientos, empozamientos, etc. Posteriormente en la oficina se debe elaborar el plano de detalle utilizando un programa de computador.

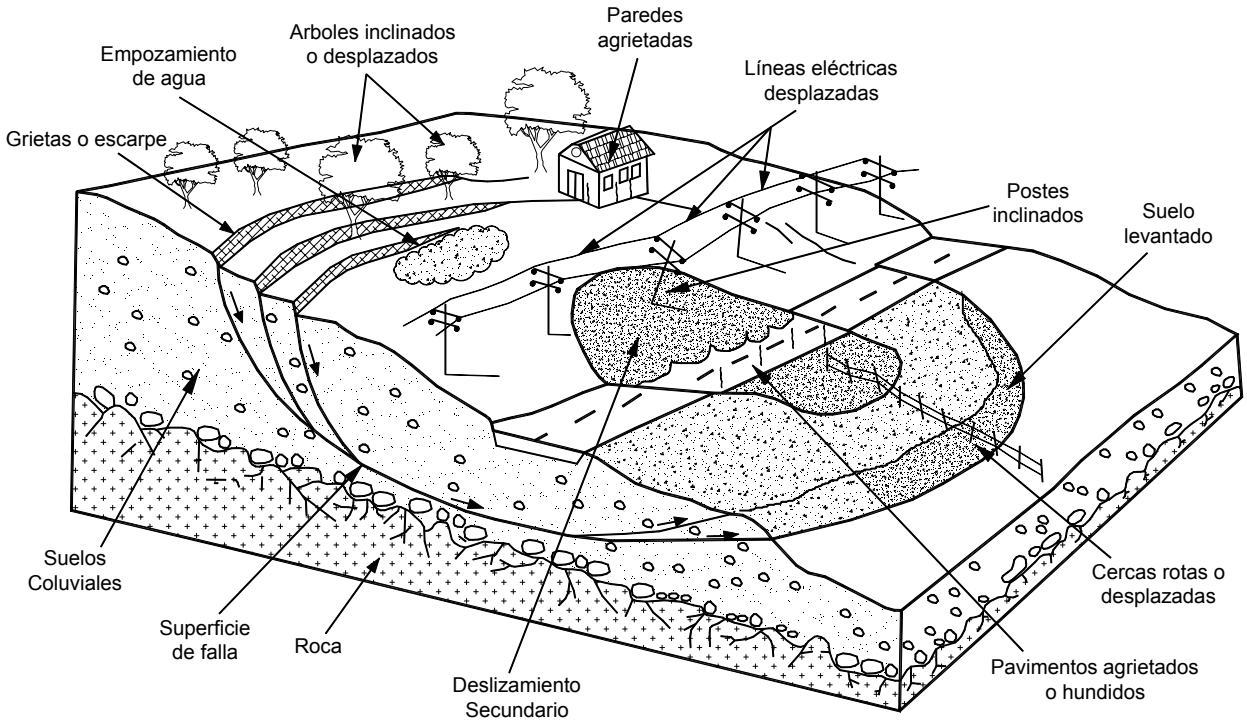


Figura 11.11 Signos para reconocer un problema de deslizamiento.

Observaciones a Realizar de un Deslizamiento

Las condiciones de inestabilidad de un sitio no son necesariamente obvias en la investigación de campo. En ocasiones hay evidencias claras de la inestabilidad, pero es común que una amenaza de movimiento no sea detectada a simple vista.

Parkhurst (2000) propuso una metodología para la identificación de sitios inestables. Este procedimiento consiste en darle una calificación a una serie de factores o indicadores de estabilidad, en forma similar a como se elaboran los mapas de amenaza a los deslizamientos y de acuerdo a la calificación se investigan a detalle los sitios con más alta calificación de amenaza.

Se recomienda tener en cuenta la siguiente lista de observaciones (complementada de Cornforth, 2005; Abramson y otros, 2002) (Figuras 11.11 y 11.12 y tablas 11.3 y 11.4):

- *Escarpes*: altura, pendientes, suelos y rocas expuestos.
- *Grietas:* localización, longitud, desplazamientos verticales, anchos horizontales.
- *Pie del deslizamiento:* describir el levantamiento y otras alteraciones.
- *Afloramientos de agua*: localización y áreas afectadas. Comúnmente los nacimientos o afloramientos de agua pueden estar acompañados de deslizamientos del terreno.
- *Corrientes de agua:* localización y caudales estimados.
- *Elementos antrópicos*: vías, casas, torres de energía, zanjas, etc., indicando grietas, inclinación y distorsión.
- *Afloramientos de roca o suelo:* descripción, dureza, y estructura.
- *Arboles:* tipo de árbol, alturas, inclinación debida al movimiento. La orientación de los troncos de los árboles permiten determinar

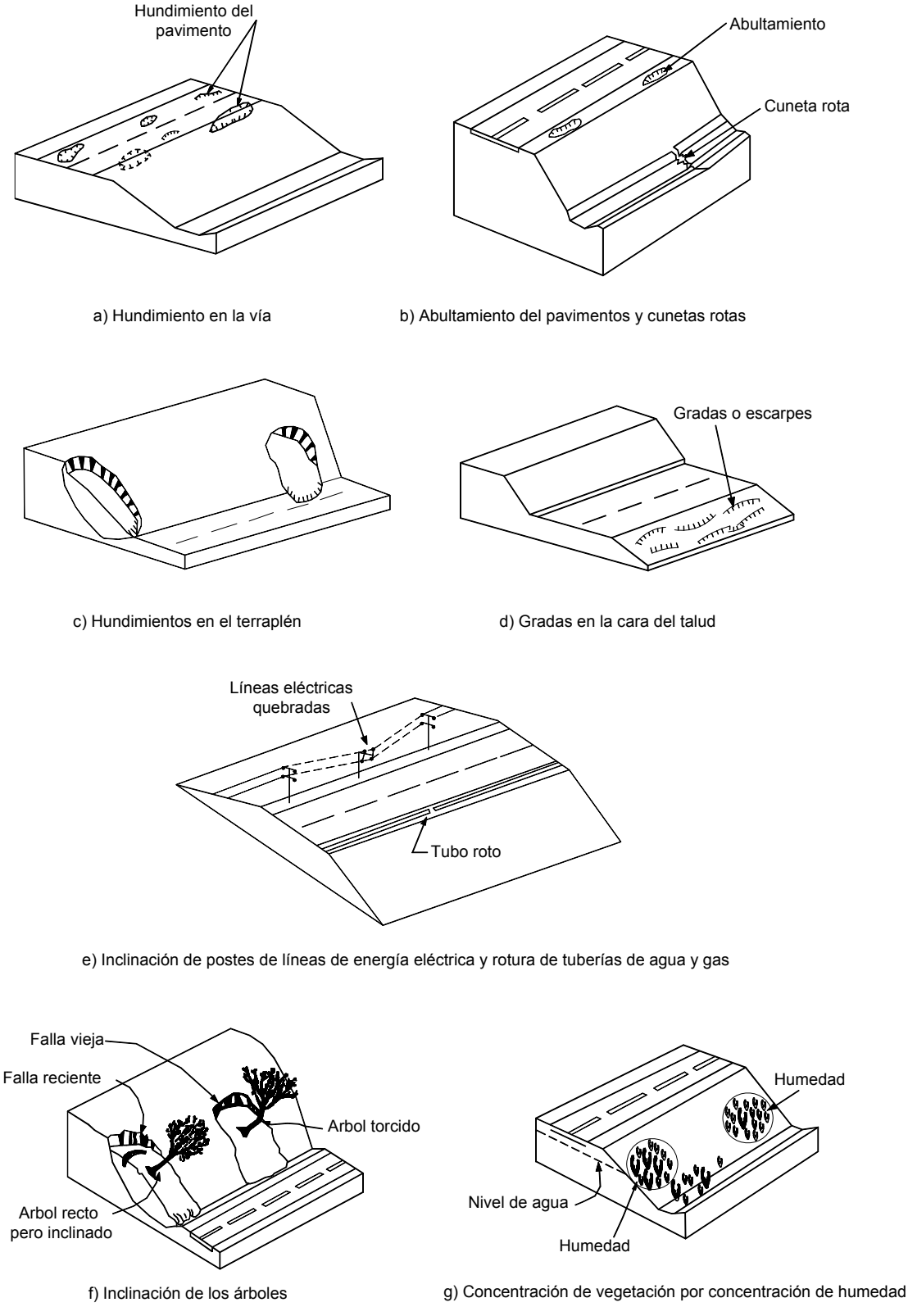


Figura 11.12 Síntomas de movimientos del talud (Federal Highway Administration, 1988).

el tipo y actividad de los movimientos y la edad de los deslizamientos. Si los movimientos son recientes, los árboles se encuentran inclinados y semi-rectos. Si los movimientos son antiguos se puede observar curvatura en la forma del tronco hacia atrás.

- *Información de los testigos* del movimiento sobre los eventos que ocurrieron.

- *Levantamientos, hundimientos o fisuras:* Los deslizamientos generan levantamientos, escarpes y otras modificaciones en el relieve.

- *Arboles o cercas inclinadas:* Generalmente los árboles se inclinan arriba del movimiento, aunque en ocasiones también se mueven hacia abajo.

- *Existencia de estructuras de contención* anteriores y su estado.

- *Grietas de tensión:* Los movimientos del terreno generalmente producen grietas de tensión en el suelo. Las grietas paralelas a los taludes son indicativos de deslizamiento de rotación. Es muy importante mapear los patrones de agrietamiento para identificar los movimientos.

- *Drenajes nuevos.*

- *Cárcavas de erosión:* Las cárcavas de erosión pueden estar relacionadas con deslizamientos de tierra.

- *Presencia de gradas:* Las gradas continuas o discontinuas son síntomas de movimiento del terreno.

- *Presencia de subdrenes* anteriores y su estado.

- *Evidencias* de que se ha requerido mantenimiento excesivo.

- *Estructuras rotas:* Las estructuras de concreto o metálicas se rompen por acción de los movimientos. Por ejemplo, se observan desplazamientos en los guardarrieles de las vías. Las características de las grietas permiten determinar el tipo de movimiento.

- *Desplazamientos* en los postes de conducción de energía.

- *Desplazamientos, asentamientos y agrietamientos de vías:* Estos movimientos son muy claramente visibles, especialmente en vías pavimentadas. Los deslizamientos generalmente producen aberturas o grietas de tensión sobre el pavimento. Igualmente, se deben identificar los hundimientos de los terraplenes, los movimientos de materiales hacia la vía y las grietas continuas en el pavimento y en los taludes.

- *Presencia de bloques de roca.*

- *Remoción de vegetación.*

- *Sistema de drenaje irregular.*

- *Afloramientos de agua.*

- *Empozamientos.* En deslizamientos recientes se pueden observar empozamientos de agua creados por el movimiento. Estos empozamientos generalmente tienen formas irregulares.

- *Presencia de vegetación* que requiere humedad.

Debe tenerse en cuenta que en muchas ocasiones la información que parecía irrelevante en el momento de la visita preliminar es realmente información muy importante para la toma de decisiones y la conceptualización del deslizamiento.

Todas las observaciones deben detallarse, describirse y si es posible deben identificarse mediante fotografías, para que la información pueda ser posteriormente analizada en la oficina. Se recomienda que se identifique no solamente la anomalía en el terreno, sino las posibles causas asociadas.

Reconocimientos Aéreos

Los sobrevuelos en helicóptero o en aviones pequeños permiten una perspectiva global desde el aire que es muy valiosa para entender las relaciones entre los deslizamientos y los materiales de roca y suelo, geomorfología, vegetación, aguas superficiales, procesos de erosión, etc.

Tabla 11.3 Guía de campo para análisis de detalles de deslizamientos (Rib y Liang, 1978).

Tipo de Movimiento	Corona	Escarpe Principal	Costados	Punta
Caído o inclinación	Aparecen grietas detrás del escarpe.	Casi vertical activo y con desmoronamientos.	Con frecuencia son casi verticales.	Irregular.
Deslizamiento rotacional	Grietas numerosas, curvas y cóncavas hacia el deslizamiento.	Fuerte pendiente a casi vertical, desnudo con estrías en la superficie.	Grietas diagonales. Estrías con componente vertical importante. Va disminuyendo de altura hacia la punta.	Levantamiento del terreno con árboles inclinados a varios ángulos. Materiales que se enrollan unos sobre otros.
Deslizamiento de traslación	Grietas casi verticales, paralelas a las líneas de nivel.	Casi vertical en la parte superior y ligeramente inclinado en la parte baja.	Escarpes de baja altura con grietas verticales que divergen hacia abajo.	Material revuelto o traslapado.
Flujo seco	No hay grietas.	Con forma de embudo al ángulo de reposo.	Curva continua hacia el escarpe principal.	Lenguas que pueden traslapar los materiales.
Flujo húmedo o avalancha	Muy pocas grietas.	Forma de V y comúnmente estriado.	Parte alta con fuerte pendiente e irregular y puede presentar diques de depositación en las partes bajas.	Se esparce lateralmente en lóbulos con un frente alto.
Flujo de tierra	Puede tener algunas grietas.	Es cóncavo hacia el deslizamiento y a veces casi circular.	Son curvos y tienen lados de pendiente fuerte.	Es esparcido y lobulado con material enrollado y con árboles inclinados y mezclados con el suelo.
Flujo de arena o limos	Tiene algunas grietas.	Es de pendiente fuerte y cóncavo hacia el deslizamiento. En ocasiones en forma de botella.	Comúnmente diverge en dirección del movimiento.	Es esparcido y lobulado.

Algunos detalles como las fallas geológicas son fácilmente detectables desde el aire. Los reconocimientos aéreos permiten además, identificar los accesos a los sitios, la localización de carreteras, caminos, canales, ductos, etc.

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La topografía de un sitio de deslizamiento produce información básica para el análisis de los movimientos. Los mapas topográficos precisos son esenciales para la elaboración de los modelos y el diseño de las obras de mitigación, remediación o estabilización.

Los reconocimientos preliminares utilizan los planos topográficos existentes o las fotografías aéreas; sin embargo, se requiere un detalle topográfico para localizar muchos elementos críticos, los cuales pueden estar enmascarados por la vegetación.

Los levantamientos topográficos tienen los siguientes objetivos:

- Establecer controles en tierra para el mapeo fotogramétrico y la instrumentación.
- Obtener detalles topográficos, especialmente de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- Determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad.
- Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno.

Tabla 11.4 Detalles que indican actividad o inactividad de deslizamientos (Crozier, 1984).

Deslizamiento Activo	Deslizamiento Inactivo
Escarpes terrazas y hundimientos con bordes puntiagudos.	Escarpes terrazas y hundimientos con bordes redondeados.
Grietas sin relleno.	Grietas rellenas.
Movimientos de masa secundarios sobre las caras de los escarpes.	No hay movimientos de masas secundarios sobre las caras de los escarpes.
Superficies de ruptura frescas y con estrías.	No aparecen estrías en la superficie de ruptura.
Bloques con superficies fracturadas frescas.	Bloques con superficies fracturadas meteorizadas.
Sistema de drenaje irregular con empozamientos y depresiones.	Sistema de drenaje integrado al paisaje.
Diques de depositación en el perímetro del deslizamiento.	Sectores de dique erosionados.
Solo aparece vegetación de rápido crecimiento sobre las áreas de ruptura.	Aparece vegetación de crecimiento lento sobre las áreas de ruptura.
No aparece formación de suelo nuevo sobre la superficie de ruptura expuesta.	Aparece suelo nuevo u oxidado sobre las superficies de ruptura expuestas.
Vegetación en estado muy diferente dentro y fuera del área deslizada.	Vegetación muy similar dentro y fuera del área deslizada.
Árboles inclinados pero no torcidos.	Árboles curvados o torcidos.
No aparecen capas secundarias de soporte en los troncos de los árboles.	Aparecen capas secundarias de soporte en los troncos de los árboles.

El primer requerimiento de un levantamiento topográfico es el establecimiento de un sistema de BMs, los cuales deben permanecer estables y sin moverse en el futuro. Estos BMs deben localizarse lo más lejanos posibles de la masa deslizada y al mismo tiempo en sitios de fácil referencia (Figura 11.13). Estos deben relacionarse con coordenadas oficiales mediante georeferenciación.

Los GPS pueden utilizarse para localizar los BMs, especialmente en áreas remotas. Por lo menos dos puntos de elevación deben establecerse a cada lado del movimiento, Keaton y DeGraff (1996) recomiendan que la distancia de los BMs al punto más cercano al movimiento debe ser del 25% del ancho de la zona deslizada.

En lo posible deben buscarse afloramientos de roca. Los BMs deben unirse mediante triangulación de precisión. Con suficientes BMs cualquier movimiento puede controlarse en forma detallada. Es una costumbre frecuente colocar BMs temporales o intermedios en zonas más cercanas al movimiento.

Los mapas topográficos deben incluir la localización y representación lo más precisa posible de agrietamientos, levantamientos del terreno y afloramientos de agua. Los agrietamientos especialmente en los bordes laterales del deslizamiento en ocasiones se ocultan dentro del pasto, hojas y raíces y éstas deben ser descubiertas para el levantamiento topográfico.

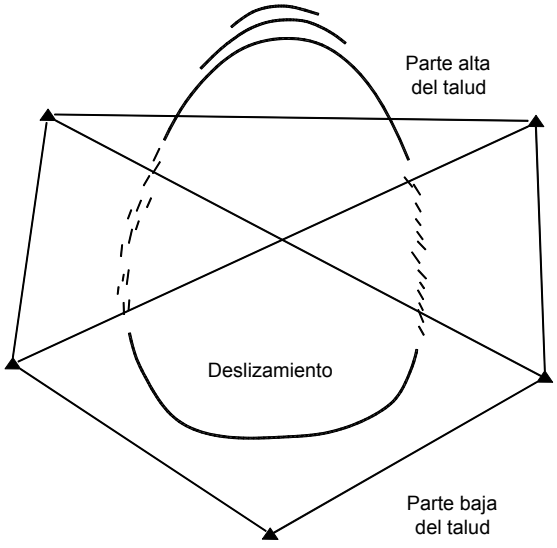


Figura 11.13 Red de triangulación de BMs en un deslizamiento (Sowers y Royster, 1978).

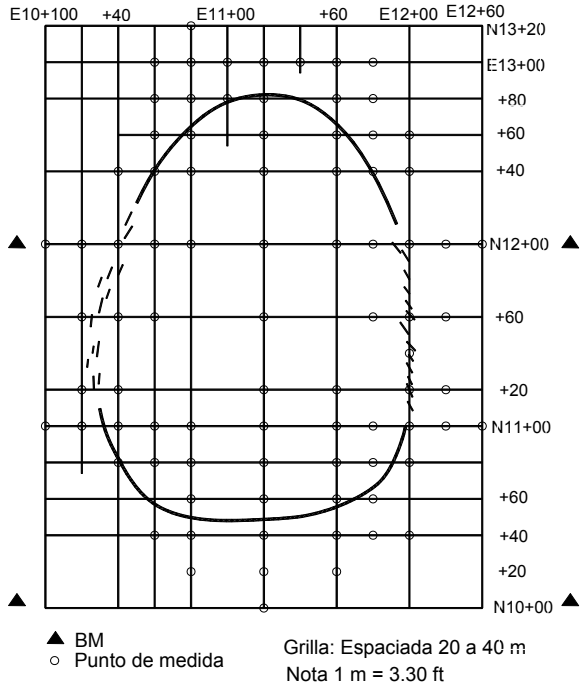


Figura 11.14 Grilla de puntos de medición (Sowers y Royster, 1978).

Adicionalmente a los nacimientos de agua deben determinarse las zonas de infiltración localizada. El movimiento continuo de un deslizamiento puede ser medido por un sistema de grilla o transversas a través del área deslizada, generalmente se utiliza una serie de líneas más o menos perpendiculares a los ejes del movimiento espaciadas 15 ó 30 metros.

Los puntos de chequeo consisten en monumentos de concreto con banderas para su fácil localización. La elevación y coordenadas de cada punto deben localizarse por levantamientos periódicos.

Se deben utilizar todas las técnicas existentes para levantamientos de acuerdo a la necesidad y la disponibilidad de los equipos. Es importante identificar los cambios o movimientos que ha sufrido el relieve con el tiempo cuando los agrietamientos no son aparentes a simple vista, la detección de pequeños movimientos requiere de mucha experiencia en el manejo de la topografía. Es conveniente además, comparar la topografía y las fotografías aéreas del sitio y de las áreas vecinas tomadas antes y después de los deslizamientos.

Presentación de los Datos Topográficos

Para deslizamientos grandes se pueden emplear planos en escala 1: 2.000 a 1: 5.000 y los detalles se pueden presentar en escalas de 1: 500 a 1: 1.000, y para deslizamientos o zonas de estudio más pequeñas se pueden emplear escalas de mayor precisión. Se sugiere que las líneas de nivel se hagan cada 50 centímetros, si es posible dentro del rango de escala y tamaño del movimiento.

Adicionalmente a los mapas en planta deben elaborarse perfiles. El más importante de estos perfiles es generalmente el que sigue la línea de mayor pendiente dentro del movimiento. Debe hacerse una grilla de perfiles y es importante seleccionar los perfiles para que incluyan las peores condiciones y las menos críticas (Figura 11.14).

Los perfiles deben abarcar 15 ó 30 metros más por fuera de los movimientos. Cada perfil debe dibujarse por separado y debe incluir todos los detalles, tales como cambios bruscos de nivel, vegetación, nacimientos de agua, etc.

Se pueden hacer planos de trayectorias de movimiento o de cambio de líneas de nivel. Como la topografía en zonas de deslizamiento cambia con el tiempo, debe indicarse la fecha de elaboración del trabajo de campo con indicación de día, mes y año.

Análisis Batimétricos

En ocasiones se requiere realizar levantamientos del suelo por debajo de los cuerpos de agua, utilizando fatómetros sobre un bote. El fatómetro envía pulsos que son reflejados en el fondo del río, lago u océano y los convierte en profundidades.

La posición del bote en cada una de las mediciones se determina mediante GPS. El bote realiza varias secciones transversales a través del cuerpo de agua. En el caso de batimetrías en el mar, estas deben corregirse de acuerdo a la localización relativa de la marea para obtener datos de profundidades medias de agua.

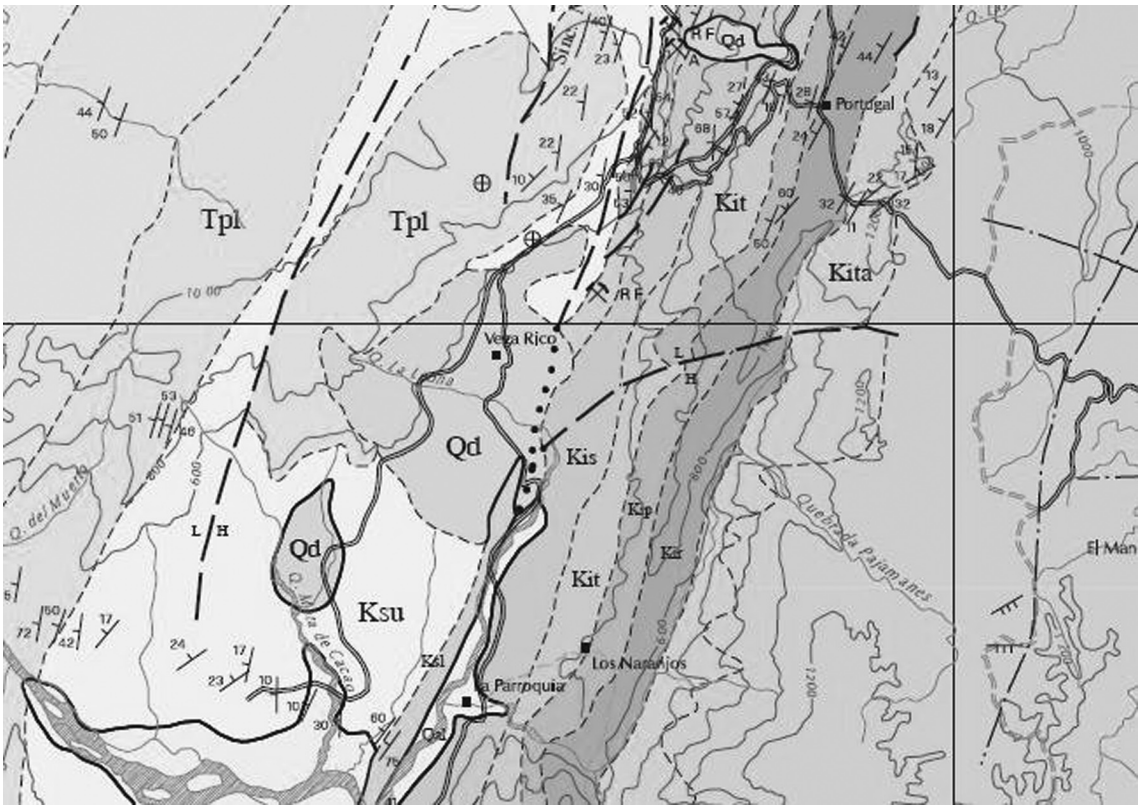


Figura 11.15 Ejemplo de un plano geológico donde se observa la presencia de un gran coluvión, el cual ha generado grandes deslizamientos cerca a Bucaramanga-Colombia. (Cuadrángulo H-12 de Santander. Wardy Goldsmith, 1977).

ESTUDIO GEOLÓGICO

En los deslizamientos de gran magnitud generalmente la geología es determinante para la ocurrencia del movimiento, y el trabajo del geólogo es esencial para que el estudio sea preciso y confiable.

La concepción del geólogo es muy diferente a la del ingeniero, debido a que el geólogo puede con la información superficial determinar las características a profundidad. El geólogo puede producir un marco de referencia de un área mucho más grande que la del deslizamiento cuando los límites del movimiento no están claramente definidos.

Igualmente el geólogo puede dar una interpretación racional de los resultados de los sondeos y determinar los perfiles de la roca o suelo. El geólogo también debe revisar los mapas geológicos disponibles y los reportes geológicos realizados por entidades o profesionales independientes.

Para un deslizamiento de gran magnitud, el geólogo puede gastar dos o tres días de análisis de campo de los taludes y afloramientos tanto en el área del deslizamiento como en los sectores aledaños. Adicionalmente, al trabajo de campo, es importante realizar estudios de fotogeología utilizando fotografías aéreas.

Durante la totalidad del estudio, el geólogo debe trabajar conjuntamente con el ingeniero geotecnista para garantizar que la interpretación que se realice de los procesos de inestabilidad sea consistente con la geología del sitio.

Estudio de la Litología

En un estudio de deslizamientos se requiere elaborar un mapa detallado de formaciones geológicas superficiales. En términos generales, se puede afirmar que cada formación geológica posee un determinado patrón de comportamiento con referencia a la ocurrencia de deslizamientos.

En la mayoría de países existen entidades del estado encargadas de elaborar mapas geológicos. Estas entidades de servicios geológicos ("geological surveys") han elaborado mapas geológicos a diferentes escalas, en los cuales se identifican las formaciones geológicas principales, la litología, la macroestructura incluyendo la localización de fallas geológicas y en ocasiones los patrones geomorfológicos. Estos mapas son muy útiles como insumo básico, pero se requiere detallarlos y complementarlos con levantamientos geológicos detallados (Figura 11.15).

En los levantamientos geológicos a detalle generalmente se utiliza una combinación de análisis foto-geológico y geología de campo. Es muy importante que los profesionales que interpreten las fotografías sean los mismos que realicen la evaluación y validación de campo para evitar errores por diferencias de criterio en el análisis.

Mapa Geológico General

El mapa geológico general debe incluir como mínimo la siguiente información:

- Base topográfica con líneas de nivel a la escala requerida.
- Descripción y cuantificación de los detalles de la estructura geológica, utilizando terminología geológica internacionalmente aceptada. Todas las trazas de falla deben ser localizadas en el mapa.
- Localización de los sitios de apiques, trincheras y afloramientos investigados.
- Establecer distinción clara entre los detalles (contactos entre unidades, fallas, pliegues, etc.) observados y los inferidos.
- Leyenda del contenido del mapa.

Planos Geológicos Detallados

Los planos geológicos detallados deben incluir la siguiente información:

- Cartografía de las unidades estratigráficas de materiales geológicos identificados.
- Descripción detallada de los materiales observados, el cual debe corresponder con la totalidad de los elementos descritos en la memoria del mapa geológico.

- Detalle de la textura, composición, fábrica, grado de meteorización, estructuras y las características físicas de los materiales.

- Líneas precisas de los contactos geológicos comprobados mediante apiques, sondeos o trincheras.

- Los planos geológicos detallados deben complementarse con fotografías a color de los afloramientos, trincheras y apiques.

Perfiles Geológicos

Los perfiles geológicos deben incluir entre otras la siguiente información (Figura 11.16):

- Extensión y localización horizontal y vertical de los materiales y los detalles estructurales.

- Extensión horizontal y vertical de los procesos de meteorización.

- Localización en el perfil de las fallas y contactos geológicos.

- Especificación de las pendientes del terreno.

- Perfil de los deslizamientos, cárcavas de erosión, etc.

- Localización de los niveles freáticos, acuíferos y corrientes de agua subterránea.

- Localización en el mapa geológico.

Columnas Estratigráficas Típicas

Las columnas estratigráficas típicas se recomienda levantarlas y presentarlas a escala 1:100, indicando en el mapa cada columna y sitio donde se levantó e incluir la siguiente información:

- Escala vertical debidamente cuantificada.

- Tipos de material geológico.

- Edad relativa y correlación con nombres aceptados de formaciones regionales.

- Distribución de los materiales con la profundidad.

- Espesor y extensión vertical de cada manto o espesor de material homogéneo.

- Características físicas, color, tamaño de los granos, naturaleza de la estratificación, foliación, esquistosidad, dureza, coherencia, diaclasamiento.

- Características especiales físicas o químicas, concreciones, depósitos minerales, cementantes, calcáreos, silíceos, etc.

- Distribución y extensión de las zonas de meteorización. Diferencias entre las zonas de materiales meteorizados y sanos.

- Detalles de la estructura, estratificación, buzamientos,etc.

Análisis Geomorfológico

Las formas del terreno y los perfiles de las pendiente en buena parte son controlados por las características litológicas e hidrológicas. La ocurrencia de deslizamientos anteriores se refleja en el relieve.

Un geólogo o geotecnista puede distinguir dónde un talud ha experimentado o no deslizamientos en el pasado, observando las formas de la superficie del terreno. Las distorsiones o anomalías topográficas pueden estar relacionadas con movimientos del suelo. El análisis geomorfológico puede basarse en fotografías aéreas o con análisis directo de campo.

Se recomienda que un ánalisis geomorfológico para evaluación de amenaza a deslizamiento combine las dos técnicas. Inicialmente mapear las geoformas en fotografías aéreas y después validarlas directamente en campo. En estos casos se requiere disponer de fotografías a una escala suficiente para identificar los deslizamientos.

En las zonas urbanas es muy díficil identificar los patrones geomorfológicos, debido a que el terreno ha sufrido modificaciones importantes.

Igualmente la vegetación de gran altura distorsiona en forma importante el análisis de la forma del terreno. El análisis geomorfológico es más confiable en áreas no urbanas y donde la vegetación no sea muy densa.

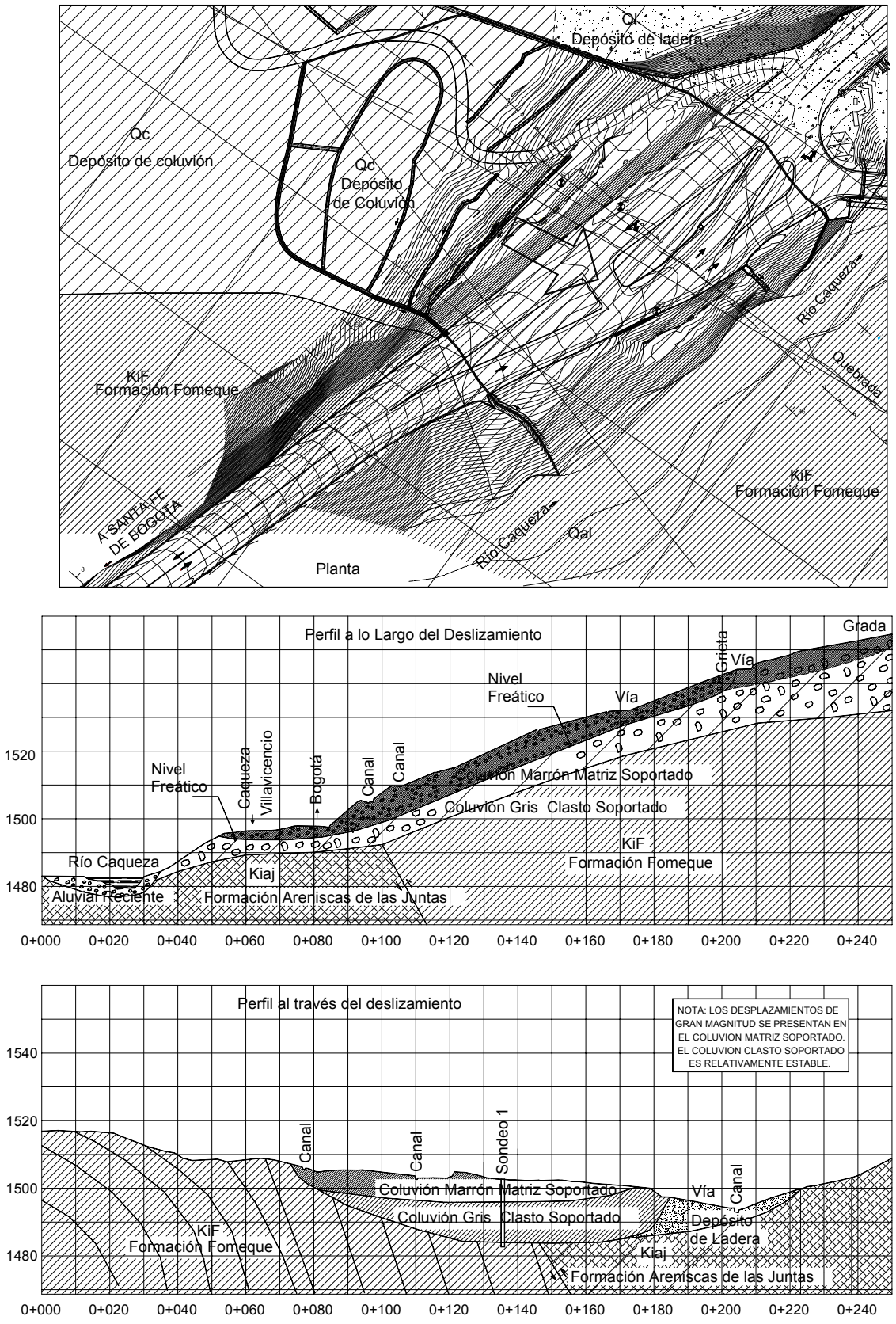


Figura 11.16 Ejemplo del perfil geológico-geotécnico de un deslizamiento.

Mapa de Procesos Geomorfológicos

- En los proyectos donde exista información se deben incluir comparaciones con mapas derivados de fotografías aéreas multi-temporales.

- Para proyectos de desarrollo que involucren cortes o rellenos se debe presentar un plano adicional, indicando la probable evolución de los procesos geomorfológicos hacia el futuro y el efecto del proyecto, y las características geológicas y geomorfológicas.

- Para lotes cercanos a corrientes de agua permanentes, se debe elaborar un plano de la evolución del cauce o movimiento de orillas en los últimos años. Se debe recopilar toda la información histórica existente. Además, se debe realizar un análisis de la evolución y la línea probable de máxima inundación, de acuerdo a las evidencias geomorfológicas.

El mapa de procesos geomorfológicos debe incluir la siguiente información:

- Localización de los escarpes o sitios de cambio brusco de pendiente.

- Localización de los cauces de cañadas, ríos o corrientes de agua.

- Localización y extensión de las áreas cubiertas por depósitos coluviales.

- Localización y extensión de las áreas afectadas por deslizamientos activos e inactivos.

- Localización y extensión de las áreas afectadas por cárcavas de erosión.

- Localización y extensión de las áreas afectadas por surcos de erosión.

- Localización y extensión de las áreas de bad-lands.

- Localización de las áreas afectadas por procesos de erosión lateral en los bordes de ríos o corrientes de agua.

- Localización de las trazas de fallas geológicas activas e inactivas.

Inventario y Mapeo de Deslizamientos

En forma paralela con el mapeo geomorfológico, es muy importante realizar la identificación, inventario y mapeo de los deslizamientos activos y recientes. Los movimientos se identifican por los cambios bruscos en la morfología del terreno, la textura moteada en las fotografías aéreas y la distorsión de elementos como obras lineales y especialmente vías de comunicación.

En las fotografías a color o en las imágenes infra-rojas, se pueden detectar las concentraciones de humedad, las cuales pueden estar relacionadas con movimientos del terreno. Al igual que con la geomorfología, se requiere validar en campo la información obtenida en la foto-interpretación.

El mapeo puede realizarse utilizando un proceso de investigación previa de eventos históricos, analizando la información secundaria existente; y luego identificándolos y mapeándolos en las fotografías aéreas e imágenes.

ESTUDIO GEOTÉCNICO

El Estudio Geotécnico tiene por objeto obtener todos los parámetros para modelar los procesos de inestabilidad y diseñar las obras de mitigación y remediación.

El área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar. Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado.

El área a estudiar debe ser lo más extensa posible, así:

- Los deslizamientos deben relacionarse con áreas estables a su alrededor.

- Los deslizamientos son en general mucho más extensos que lo que se cree inicialmente.

- Como regla general, el área a estudiar debe ser al menos el doble del área que se presume comprende el problema.

- El área debe incluir las fuentes de agua subterránea y superficial, y las estructuras geológicas que puedan afectar la estabilidad.

La profundidad de la investigación es todavía más difícil de definir, los sondeos deben profundizarse hasta identificar los materiales estables por debajo de los movimientos reales o potenciales. Las especificaciones de los estudios deben ser flexibles para permitir la adición de cantidades suficientes de sondeo que con mucha frecuencia se van a requerir.

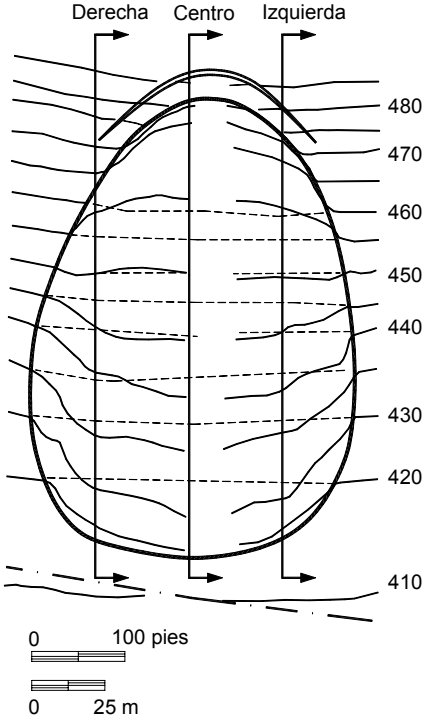
El período de estudio debe incluir periodos lluviosos y secos, y por lo menos, debe obtenerse información de un año de duración, aunque es común que los fenómenos climáticos críticos tarden 10 a 20 años en repetirse en su máxima actividad. Todo talud debe diseñarse para algo más que las peores condiciones climáticas que se esperen, de lo contrario se puede llegar a conclusiones optimistas las cuales tienen un nivel alto de incertidumbre.

Caracterización de Suelos y Rocas

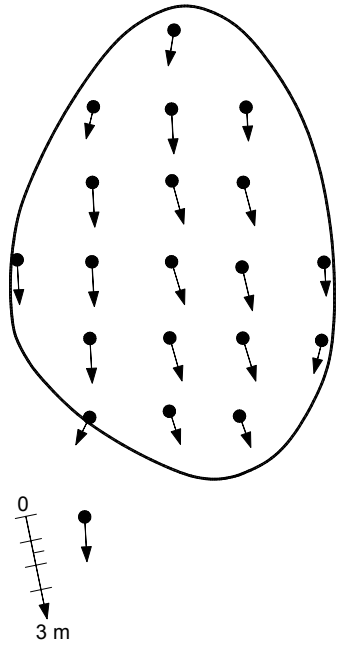
La buena descripción de los suelos y rocas presentes es uno de los factores más importantes para una buena investigación y esta debe hacerse por profesionales muy calificados y con gran experiencia. Desafortunadamente, existen diferentes esquemas de descripción que varían no solamente en los términos utilizados, sino también en la definición de cada uno de ellos.

La descripción de los materiales debe incluir:

- Nombre de identificación del tipo de suelo o roca.
- Color.
- Tamaño de granos y otros detalles de la textura.
- Grado de descomposición.
- Grado de desintegración (Microfracturación).
- Resistencia.
- Fragilidad.
- Estructura geológica.



a) Cambios en líneas de nivel (se debe analizar mínimo los tres perfiles indicados)



b) Vectores de movimiento horizontal

Figura 11.17. Forma de presentación de los movimientos de un deslizamiento.

- Tamaño, angulosidad, porcentaje y distribución de las partículas más duras.

- Espaciamiento y naturaleza de las discontinuidades (caracterización de las juntas).

Una variedad de ensayos pueden utilizarse para ayudar a la descripción tales como el Martillo de Schmidt, penetrómetro manual y la veleta. Es de gran importancia en rocas y en suelos residuales, realizar la caracterización de los sistemas de juntas.

En esa caracterización se debe incluir el rumbo, dirección y ángulo de buzamiento estimativo de resistencia, espaciamiento de las juntas, tipo y características de relleno entre las juntas y características de la roca a lado y lado de la junta.

Descripción de los Deslizamientos

Los detalles de la superficie del terreno son generalmente la clave para entender las causas y procesos de deslizamiento (Figura 11.17). Los bordes del deslizamiento pueden ser una serie de agrietamientos subparalelos y levantamientos que marcan una zona de corte y con el tiempo las grietas y levantamientos pueden generar una sola grieta continua.

Se deben utilizar convenciones y símbolos geológicos aceptados por las prácticas nacionales o internacionales (Figura 11.18), para permitir el análisis de los mapas de deslizamientos por otros profesionales.

La Investigación de los Suelos Residuales

El estudio de deslizamientos en suelos residuales es mucho más complejo que en materiales aluviales. La presencia de materiales diversos dificulta el análisis (Cook, 1988) y deben tenerse en cuenta los siguientes elementos:

- ***Composición***
  Los componentes de la masa de suelo deben ser identificados y documentados de una forma sistemática. Esto puede lograrse mediante la construcción de perfiles de suelo o secciones.

- ***Estructura***
  La descripción de la estructura geológica debe incluir todas las fronteras que ocurran y las discontinuidades, así sean heredadas o contemporáneas incluyendo las juntas, planos de estratificación, superficies de falla, foliaciones o flexiones. La naturaleza y ocurrencia de estas fronteras o discontinuidades deben describirse en forma detallada.

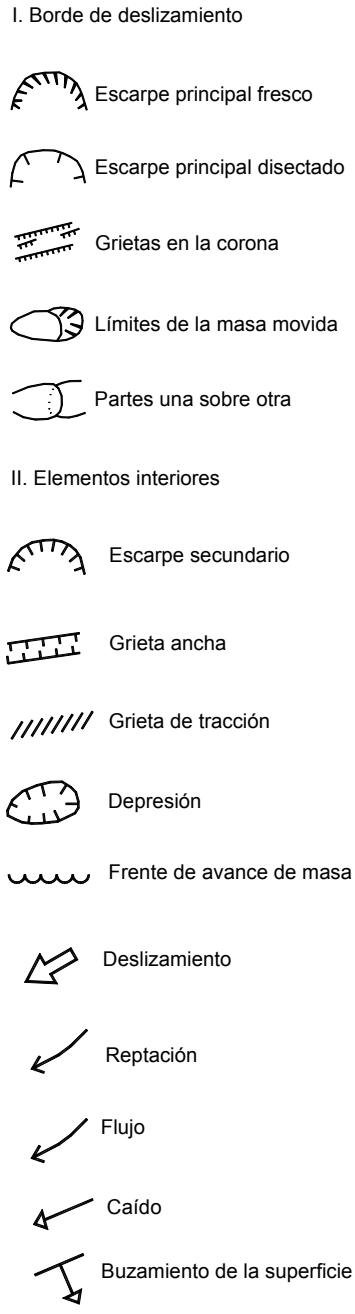


Figura 11.18 Símbolos para mapas de deslizamientos utilizados en el Japón para mapeo a escala 1:25.000 (Brundsden y otros, 1975).

- ***Comportamiento***
  El comportamiento de las masas de suelo debe definirse con respecto al efecto de condiciones naturales o impuestas, las cuales pueden incluir estructuras de ingeniería civil, cortes, taludes naturales, erosión y ensayos de campo. Los ensayos de campo deben ser robustos, en tal forma que permitan su realización en materiales de características muy heterogéneas. Los ensayos recomendados son: ensayo de penetración estandar, veleta de campo y penetración de cono.

  La ejecución de trabajos de campo y ensayos debe incluir la ejecución de apiques manuales que permitan describir la fábrica y estructura de los perfiles de suelos y la recuperación de muestras alteradas.

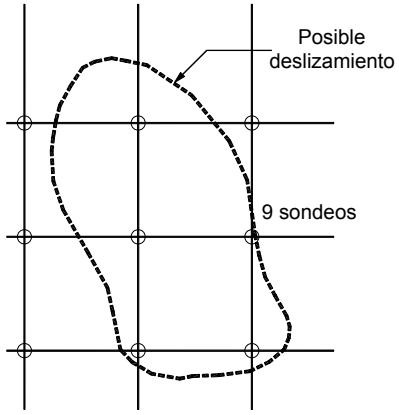
SONDEOS Y MUESTREO

La exploración subsuperficial incluye sondeos, ensayos de campo y ensayos geofísicos. Los objetivos generales de los sondeos o perforaciones son:

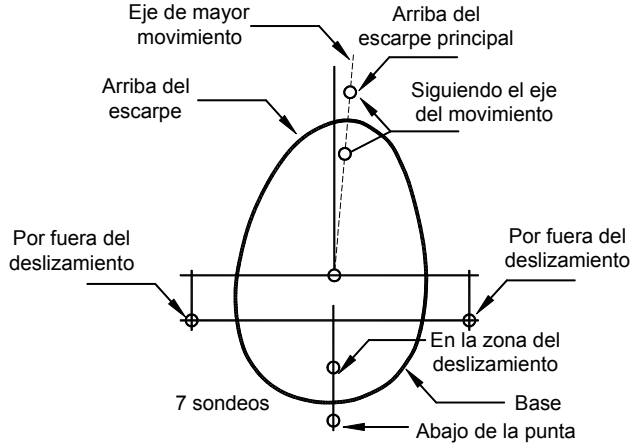
- Identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento.
- Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla.
- Localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua.
- Identificar la distribución subsuperficial de materiales.
- Cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte y otras propiedades) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.
- Realizar ensayos de campo, tales como penetración, veleta, etc.
- Desarrollar ensayos geofísicos.
- Colocar instrumentos de medida de deformaciones o niveles de agua.

Se pueden utilizar apiques manuales, zanjas de exploración, sondeos manuales o sondeos mecánicos (Tabla 11.5).

Número y profundidad de los sondeos
El objetivo del programa de exploración, es establecer con el mejor detalle posible el perfil estratigráfico y las propiedades de los suelos y rocas que afectan el comportamiento de un talud o la ocurrencia de un deslizamiento.



Localización sugerida de sondeos en una zona donde se sospecha puede ocurrir un deslizamiento



Localización sugerida de sondeos en una zona de deslizamiento activo o dormido

Figura 11.19 Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos.

Tabla 11.5 Métodos de sondeo.

Categoría	Aplicaciones	Limitaciones
Penetrómetros de cono	Da información de espesores de suelo suelto y profundidades de roca y provee información general sobre la calidad de los mantos de suelo.	No se obtienen muestras ni se identifican los estratos.
Espirales (Augers)	Permite definir el perfil estratigráfico en suelos granulares y algunos tipos de arcilla.	Las muestras son alteradas y la penetración en suelos duros es muy difícil.
Apiques	Permiten el examen visual de los estratos, condiciones del nivel freático, interface suelo – roca, discontinuidades y superficies de ruptura.	Hay limitaciones de profundidad y en ocasiones la estabilidad de las paredes es crítica. Puede ser imposible de realizar por debajo del nivel freático.
Penetración estandar y lavado	Método rápido y eficiente de determinar la resistencia de los materiales y al mismo tiempo recuperar las muestras.	Las muestras son alteradas y en materiales muy duros se produce rechazo.
Sondeo a rotación	Se obtienen muestras inalteradas de suelo o roca.	Se requiere analizar las muestras en el laboratorio para determinar su resistencia.

En este orden de ideas, el número, espaciamiento y profundidad de las perforaciones debe ser tal que se obtenga la totalidad de la información requerida con un costo razonable.

Algunos códigos estatales o locales, estipulan el número y profundidad de los sondeos; sin embargo, no existe una regla rígida y el programa de exploración depende de la complejidad de la geología y de las características, y la magnitud de los problemas de inestabilidad.

El espaciamiento de los sondeos depende del tamaño y características del movimiento. Para una zona donde se sospecha pueda ocurrir un movimiento, se sugiere un sistema de cuadrícula de sondeos y donde ya ocurrió el deslizamiento, se requieren sondeos por dentro y por fuera del movimiento (Figura 11.19).

Los sondeos deben localizarse en tal forma que se puedan obtener secciones estratigráficas estratégicas. Una regla general es localizar los sondeos sobre una línea central en el deslizamiento. Como mínimo se recomienda un sondeo arriba de la corona del movimiento, un sondeo en la cabeza del deslizamiento, un sondeo intermedio y un cuarto de sondeo en el pie o área de levantamiento (Sowers y Royster, 1978).

La perforación en la parte baja del movimiento es muy importante para el diseño de las obras de remediación, mitigación o estabilización. No hay una regla rígida para determinar la profundidad a la cual debe llegarse con los sondeos. Sin embargo, el factor que controla la profundidad de los sondeos requeridos es la naturaleza de las condiciones geológicas a profundidad y la configuración de la superficie del terreno.

Por ejemplo, para el diseño de un terraplén típico, la profundidad del sondeo se recomienda que sea al menos dos veces la altura del terraplén previsto (Abramson y otros, 2002). Para cortes de carreteras los sondeos deben profundizarse al menos 5 metros por debajo de la profundidad anticipada del corte (Figura 11.20).En suelos blandos las perforaciones o sondeos deben profundizarse más que en el caso de suelos duros o rocas.

Igualmente si la geología es compleja los sondeos deben ser más profundos. Como regla básica los sondeos deben ser suficientemente profundos para obtener la información de los materiales que pueden potencialmente causar problemas de estabilidad.

En deslizamientos la profundidad de los sondeos debe llegar por debajo de la superficie de falla. Es importante que los sondeos se profundicen por debajo de la superficie de falla, para obtener las características de los materiales de soporte de las posibles estructuras de contención o estabilización.

Diámetro de las perforaciones

El tamaño o diámetro de los sondeos puede representar un papel muy importante en el estudio de un deslizamiento, debido a que éste determina la posibilidad de poder realizar algunos ensayos de laboratorio que requieren muestras de un determinado diámetro.

La denominación de los diámetros de las perforaciones se indica en la tabla11.6. Para describir el diámetro del equipo de perforación, los estándares de la DCDMA utilizan un sistema de dos o tres letras. La primera letra de los estándares de la DCDMA (E, A, o N) indican el diámetro aproximado de la perforación.

La segunda letra (X o W) es un grupo de diámetros claves para la estandarización de las dimensiones que afectan las intercambiabilidad. Por ejemplo, la designación W es una tubería más pesada y las roscas son más gruesas que la designación X, la cual es relativamente menos pesada.

El avance de la perforación se puede realizar por lavado, por percusión, auger o rotación. La limpieza o retiro de los materiales puede hacerse en seco o circulando líquidos. En ocasiones se requiere utilizar bentonita para el lavado o la instalación de tubería de revestimiento.

Durante los sondeos se deben realizar una serie de observaciones útiles para el análisis de los materiales:

- La rata de avance de la perforación y el cambio de presión requerida puede ayudar a identificar los cambios de estrato.
- Las pérdidas o ganancias de agua permiten definir presiones piezométricas y el flujo a través de las capas investigadas.
- La medida del nivel freático al final de un día e inicio del siguiente, permite cuantificar las permeabilidades e identificar tablas de agua estáticas.

Los sondeos también pueden emplearse para la instalación de piezómetros e inclinómetros.

Tipo de Perforación o Sondeo

Aunque existe una gran diversidad de prácticas de perforación, el Ingeniero Geotecnista generalmente debe escoger entre los equipos disponibles en la localidad.

Entre los equipos que se utilizan para el estudio de deslizamientos se encuentran los siguientes:

- ***Perforación a rotación***. El perforador a rotación utiliza brocas o triconos (Figura 11.21). Existen varias formas de perforar avanzando la camisa de perforación adelante

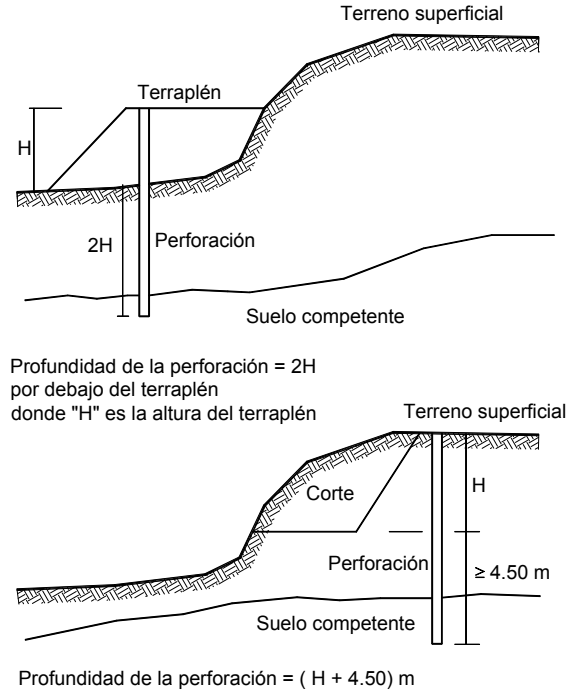


Figura 11.20 Profundidades de sondeos recomendadas para terraplenes y cortes de carreteras (Abramson y otros, 2002).

o atrás del tomamuestras y con varios tipos de tomamuestras de longitud limitada o continuos. Para facilitar la perforación se recircula lodo de bentonita o agua. Este sistema de perforación permite recuperar muestras alteradas e inalteradas, pero se presentan dificultades por la contaminación de las muestras con lodo o que las muestras alteradas se disuelven en agua o en lodo, así como la dificultad para determinar con precisión los niveles freáticos y además existe dificultad para penetrar mantos de gravas. Cuando se desea muestrear se retira la tubería y broca de perforación, y se introduce un muestreador de pared delgada.

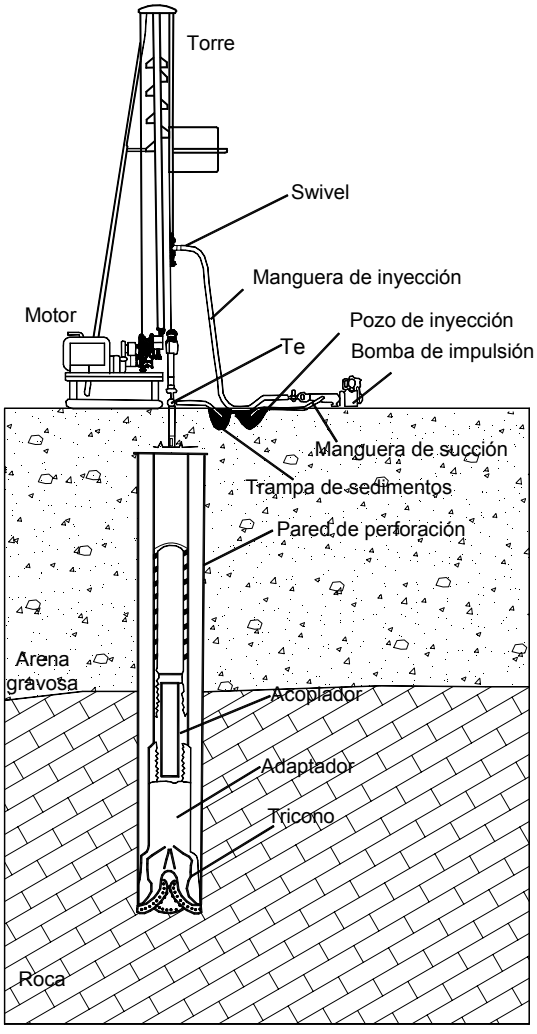


Figura 11.21 Diagrama del sistema de perforación a rotación.

Tabla 11.6 Denominación y tamaño de la perforación para los diferentes diámetros utilizados en sondeos geotécnicos (Diamond Core Drill Manufactures Association – DCDMA – 1991).

Letra	Diámetro del hueco en milímetros	Diámetro del hueco en pulgadas
R	25	1
E	40	1.5
A	50	2
B	65	2.5
N	75	3
K	90	3.5
H	100	4
P	125	5
S	150	6
U	175	7
Z	200	8

- ***Perforaciones con espiral ("Auger").*** Este sistema permite obtener muestras alteradas continuas, tiene como ventaja que no contamina las muestras con lodo, pero no permite obtener muestras inalteradas (Figura 11.22). El sistema de perforación con "Auger" sólido es un método muy rápido de perforación y permite muestrear en intervalos relativamente profundos.

  El sistema de "Auger" sólido no es efectivo para suelos granulares (arenosos) o para suelos por debajo del nivel del agua, debido que al extraer el muestreador se cierra la perforación. Generalmente los "Auger" sólidos utilizan diámetros de 2.5 a 4.5 pulgadas.

  El sistema de "Auger" hueco tiene internamente un área hueca en la cual se obtiene la muestra sin necesidad de remover el "Auger" o sea, que el "Auger" actúa como revestimiento. Cuando se desea tomar muestra, se inserta un muestreador en el centro del "Auger".

- ***Perforaciones a percusión utilizando muestreador SPT en forma continua.*** Este sistema de perforación es muy utilizado para análisis de deslizamientos en Colombia y consiste en perforar realizando ensayos SPT cada 50 cms y tomando muestras en

forma permanente; este sistema de muestreo contiene muestras semi-alteradas en el muestreador de tubo partido y al mismo tiempo se obtiene un N de golpes por pie de penetración, el cual permite determinar la resistencia relativa del material e identificar las posibles superficies de falla (Figura 11.23). La principal desventaja de este sistema es que las muestras obtenidas presentan un grado alto de alteración, aunque son menos alteradas que las obtenidas con muestreador tipo Auger.

Apiques o Excavaciones de Inspección

Los apiques son excavaciones realizadas a mano o con retroexcavadora, con el objeto de examinar las características del terreno a profundidades limitadas. En ocasiones, se requiere emplear un sistema de bombeo de agua de la excavación. Cuando el apique se encuentra completo, un geólogo o ingeniero geotecnista debe examinar la estratigrafía y si es necesario tomar muestras.

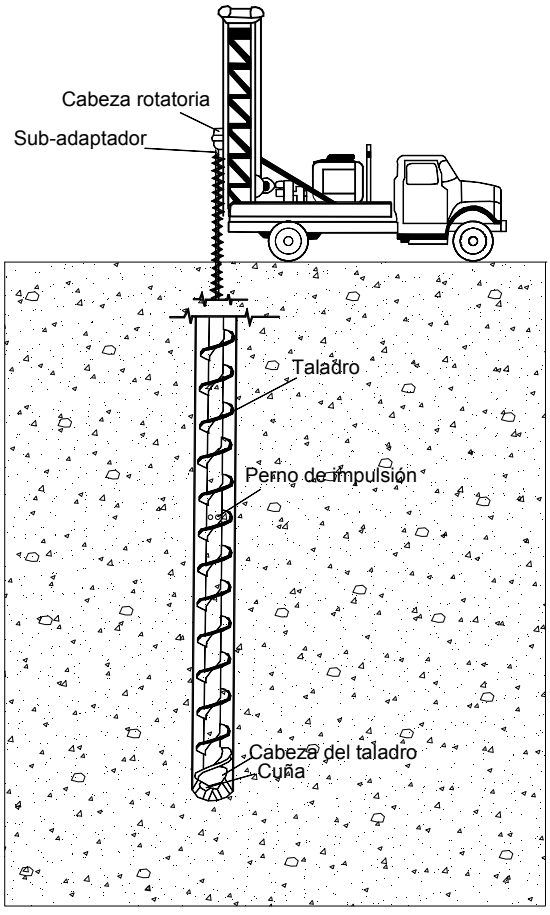


Figura 11.22 Diagrama de perforación tipo "Auger".

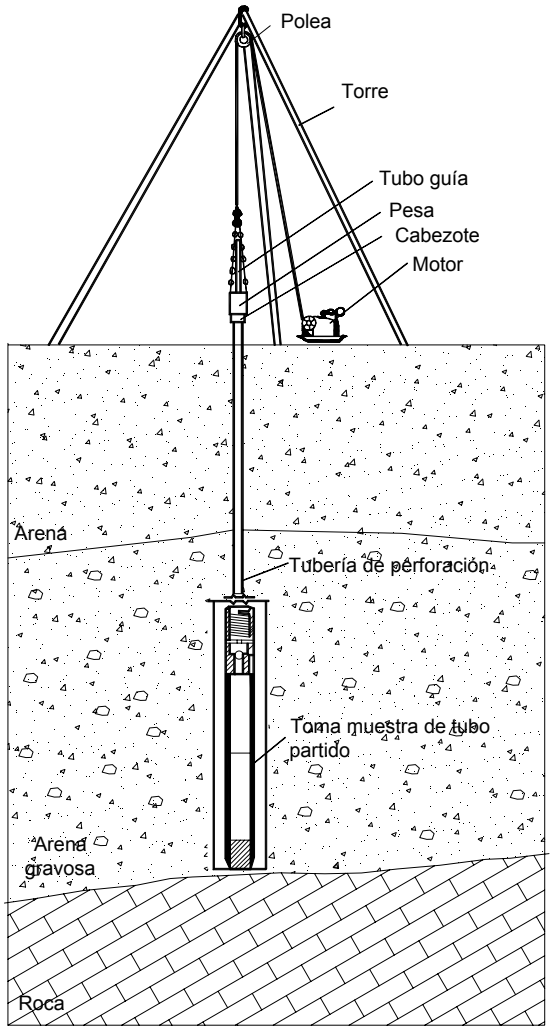


Figura 11.23 Diagrama del sistema de perforación a percusión continuo con muestreador SPT.

El apique debe ser estable o debe entibarse para garantizar la seguridad durante la inspección. Aunque la información obtenida en un apique es limitada por la poca profundidad, la rapidez y economía, hace que este procedimiento de investigación sea muy utilizado. Si la superficie de falla es poco profunda es posible que los apiques permitan observarla.

Para deslizamientos poco profundos es relativamente sencillo realizar apiques o excavaciones, pero para el análisis de movimientos profundos se requiere excavaciones de gran diámetro a gran profundidad, las cuales son difíciles de realizar.

Excavaciones Profundas de Gran Diámetro

En algunas ocasiones es posible en el proceso de investigación de un deslizamiento, el realizar excavaciones profundas de gran diámetro para determinar las condiciones del suelo "en el sitio". Las excavaciones varían de diámetro desde 1 a 3 metros.

Las excavaciones pueden realizarse utilizando espirales de gran diámetro. Ocasionalmente, se utilizan "Augers" de balde, o se realizan excavaciones manuales revistiendo en concreto armado la excavación, en forma similar a como se construye una pila de gran diámetro.

A medida que se profundiza la excavación, el geólogo o ingeniero geotecnista puede ir inspeccionándolas y tomando información así como tomando muestras. Este sistema de inspección permite caracterizar en forma precisa el perfil geotécnico y especialmente las condiciones de la superficie de falla.

Existen limitaciones para la inspección de perforaciones profundas relacionadas con la seguridad del personal, y algunas empresas no permiten la entrada de personal a las excavaciones por razones de seguridad, especialmente relacionadas con la presencia de gases nocivos y la estabilidad misma de las paredes de la excavación. En algunos países o estados los estándares de seguridad no permiten este tipo de inspecciones.

Investigación de Anomalías en el Perfil de Suelo

Es muy común que los perfiles litológicos presenten anomalías o cambios bruscos de características, las cuales pueden determinar la estabilidad de una ladera, pero estas anomalías comúnmente no son detectadas en los sondeos.

Hawkins (1996) reporta el caso de las calizas duras, las cuales con frecuencia presentan capas delgadas de roca blanda, meteorizada o pequeños horizontes de arcilla. En sondeos a rotación estos materiales blandos generalmente, son lavados en el proceso de recuperación de las muestras y se pierde la información. Es poco probable que el Ingeniero pueda darle importancia a un material que no fue recuperado en el sondeo y que puede equivaler a menos de 5% del material recuperado.

Muestreo

Existe una gran cantidad de sistemas de muestreo, los cuales se pueden investigar en varias publicaciones (Hvorslev, 1949; ASTM, 1951; USBR, 1974; Broms, 1980; NAVFAC, 1982; Hunt ,1984). De los sondeos se pueden obtener dos tipos generales de muestras alteradas e inalteradas:

Muestras Alteradas

Son utilizadas para ensayos de clasificación de los suelos y visualizar el perfil y la superficie de falla. Estas muestras se pueden obtener empleando muestreador de tubo partido o tipo "Auger". Las muestras obtenidas con muestreador de tubo partido tipo SPT son de mejor calidad que las obtenidas con el muestreador "Auger".

Muestreo utilizando espirales

El sistema "Auger" permite tomar muestras alteradas utilizando muestreador sólido y muestras relativamente inalteradas utilizando muestreador "Auger" hueco; este sistema de muestreo es muy utilizado en los Estados Unidos.

El procedimiento consiste en penetrar el "Auger" a rotación dentro del suelo y luego extraerlo para tomar las muestras. En el muestreo con Auger" hueco se penetra el "Auger" y luego se toma las

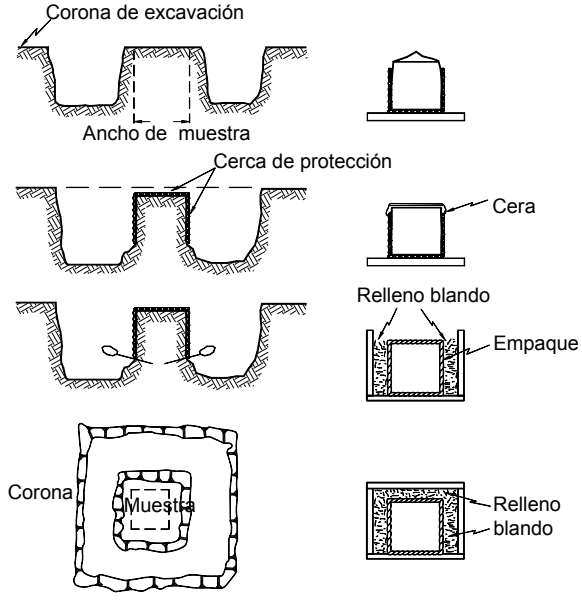


Figura 11.24 Toma de muestras inalteradas en apique.

muestras dentro del área hueca del equipo, utilizando muestreadores de pared delgada. Estas muestras pueden considerarse relativamente inalteradas.

Muestreo utilizando tubo partido

El muestreo con tubo partido es el más utilizado en Colombia. El sistema más común empleado en deslizamientos es realizar la penetración y extracción del tubo partido en forma continua cada 50 centímetros.

En suelos relativamente cohesivos y por encima del nivel de agua, puede no requerirse el avance del revestimiento, pero en suelos arenosos o saturados se puede avanzar el revestimiento a continuación del muestreador partido, realizando igualmente avances del revestimiento cada 50 centímetros y utilizando un sistema de lavado para la limpieza del espacio interno del revestimiento.

Muestras Inalteradas

Aunque no es posible obtener muestras 100% inalteradas, existen métodos para minimizar el grado de alteración. Estas muestras se utilizan para realizar ensayos de resistencia y compresibilidad, y determinar otras propiedades de los suelos.

Las muestras inalteradas se obtienen generalmente en forma manual en un apique (Figura 11.24), o en un sondeo con tubo de pared delgada. Las muestras inalteradas deben cumplir las siguientes condiciones:

- No deben contener distorsión visible de la estratificación.
- La longitud de la muestra recuperada no debe ser menor del 95% de la longitud muestreada.
- La distorsión anular del área de sección del muestreador debe ser menos del 15% del área total del muestreado, lo cual equivale a que la pared del muestreador debe ser lo más delgada posible.

Muestreo utilizando tubo de pared delgada

El tubo de pared delgada permite la toma de muestras con un mínimo de alteración (Figuras 11.25 y 11.26). El tubo puede hincarse a percusión o a presión.

La calidad de las muestras varía con el diámetro del toma-muestras. Entre mayor sea el diámetro, es mejor la calidad de la muestra. Las muestras deben extraerse del tubo en la misma dirección en que fueron intruídas para evitar alteraciones excesivas por cambio de dirección de los esfuerzos en la toma y extracción de las muestras.

Muestreo de núcleos de roca

Las muestras de roca se obtienen utilizando muestreadores de núcleo, los cuales consisten en un anillos huecos con dientes cortantes, usualmente de Tungsteno o Diamante, diseñados para fragmentar el área anular, perimetral a la circunferencia del hueco.

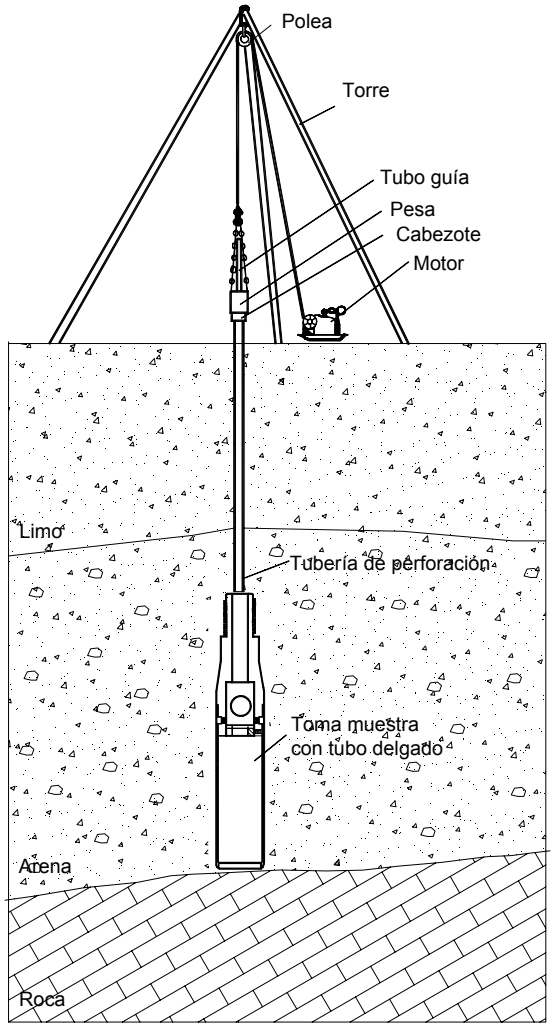


Figura 11.25 Esquema de toma de muestras con tubo delgado (Shelby).

El núcleo central cortado puede ser recuperado periódicamente. La calidad de la recuperación de núcleos depende de la velocidad de operación, la presión, la rata de avance, la presión del líquido de perforación y otros factores, los cuales dependen de la experiencia del personal de perforación. Para muestras especiales inalteradas existen los muestreadores de doble o de triple tubo.

Deere (1963) definió un método estándar para describir la calidad de la roca llamado RQD, el cual calcula la suma de las longitudes de roca de más de 10 centímetros de longitud divididos por el total de roca perforada.

Muestreo manual en apiques o excavaciones

Para obtener muestras de alta calidad y tamaño se utiliza el muestreo manual en apique. Este muestreo es de gran utilidad, especialmente cuando se trata de suelos residuales tropicales (Geological Society of London, 1990).

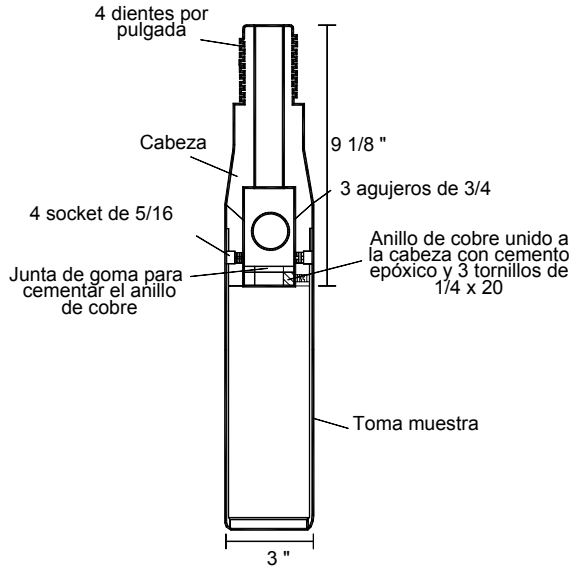


Figura 11.26 Esquema de un muestreador de pared delgada.

Tabla 11.7 Clases de calidad del muestreo (Oficina de Control Geotécnico, 1984).

Clase de Calidad de la Muestra	Propósito	Propiedades del Suelo que se Podrían Obtener	Procedimiento Típico de Muestreo
1.Completa - mente inalterada	Datos precisos de laboratorio para la utilización en análisis detallado. En suelos sensitivos.	Parámetros de resistencia total y efectiva, Compresibilidad, Densidad, Porosidad, Contenido de agua	Muestreador de pistón de pared delgada con balance de agua. Muestreador de triple tubo con enrasador de espuma de aire. Bloques tallados a mano.
2. Inalterada	Datos precisos de laboratorio para la utilización en análisis detallado. En suelos no sensitivos.	Fábrica Propiedades inalteradas o remoldeadas del suelo	Muestreador hincado de pared delgada con balanza de agua. Muestreador de triple tubo con enrasador de agua.
3. Semialterada	Examen de la fábrica y algunos ensayos de laboratorio, los cuales no se recomienda utilizar en análisis detallado.	Contenido de agua Fábrica Propiedades remoldeadas del suelo	Muestreador de pared delgada hincado. Muestreador SPT
4. Alterada	Secuencia general de la fábrica y propiedades muy generales de los suelos.	Propiedades remoldeadas del suelo	Muestras sin tubo.
5. Lavada	Secuencia muy aproximada de la fábrica.	Ninguna propiedad	Muestras tomadas con lavado.

El tamaño de las muestras debe ser de un ancho de al menos seis veces el tamaño máximo de la partícula, pero generalmente no son mayores de 200 milímetros, debido a que los bloques muy grandes son pesados para transportar sin riesgo de daño. Los suelos muy sensitivos deben colocarse en cajas protectoras inmediatamente después de cortados, agregándoles coberturas de parafina. Las caras expuestas deben sellarse para impedir su secamiento. En ocasiones se utilizan muestreadores de gran tamaño o cortadores hincados a mano.

Calidad de las Muestras

La calidad de las muestras es un factor muy importante para que los resultados de los ensayos sean confiables. Sin embargo, en algunos tipos de investigación se pueden recolectar muestras de baja calidad para obtener información general de los perfiles de suelo.

La oficina de Control Geotécnico de Hong Kong (1984), presentó una tabla que permite definir la calidad de la muestra de acuerdo al sistema de muestreo y las propiedades del material que se requieren (Tabla 11.7).

La alteración de la muestra afecta en forma significativa la resistencia obtenida en los ensayos especialmente, en todo tipo de arcillas, blandas o duras. La resistencia no drenada de muestras alteradas puede ser más del doble que el de una muestra relativamente alterada y el módulo de elasticidad puede cuadruplicarse (Cornforth 2005).

Cornforth (2005) recomienda las siguientes técnicas de muestreo:

- *Para arcillas blandas a medias y limos.* Se recomienda el uso de muestreadores de pared delgada con una relación de área de aproximadamente 10% y un diámetro entre 2 y 5 pulgadas. Entre más grande el diámetro del tubo de pared delgada es mejor la calidad de la muestra.

  El muestreador de pared delgada debe penetrarse utilizando métodos hidráulicos y retirada con pistón. Cuando se termina de enterrar el muestreador, se rota para romper la muestra antes de retirarlo.

- *Arcillas duras a muy duras y limos.* Se recomienda utilizar un muestreador tipo "Pitcher" con un tubo de pared delgada. El tubo de pared delgada está unido a una cabeza cargada con resortes. En arcillas duras el resorte se comprime en respuesta a la resistencia del suelo y el tubo se retracta. Otra alternativa para arcillas duras son las muestras cortadas a mano en bloques, los cuales se cubren con cera para prevenir su secamiento.

- *Arenas finas o gruesas.* Aunque se obtengan muestras relativamente inalteradas es casi imposible extruirlas sin alteración. En estos casos es mejor determinar la resistencia en forma indirecta en campo (Cornforth 1973), relacionándolo con el N de penetración estándar, la densidad relativa o el ángulo de reposo. Las arenas pueden muestrearse utilizando muestreador de pared delgada por métodos de pistón fijo. Otra alternativa es la de congelar el terreno para muestrearlo y obtener muestras inalteradas.

- *Gravas y bloques.* Los suelos que contienen gravas o bloques no pueden recuperarse en condición no alterada aunque existe la opción de cortar muestras de bloques cuando existe un ligante o cementante.

- *Rocas.* Las rocas pueden muestrearse utilizando brocas a rotación. Se recomienda la utilización de muestreadores de triple tubo para una mejor calidad de las muestras y deben tomarse en longitudes cortas (hasta de 1 metro especialmente en la zona cerca a la superficie de falla del deslizamiento). El diámetro mínimo recomendado es de 2.5" (HQ).

Importancia del Muestreo Continúo

Para el análisis de deslizamientos se recomienda realizar muestreo continuo. Si no se realiza el muestreo continuo se puede perder información muy valiosa para la evaluación de los deslizamientos.

El muestreo continuo puede realizarse utilizando muestreadores "Wire- line", con el cual se pueden tomar muestras en forma continua de más de 30 metros de profundidad. Este es un sistema de perforación a rotación en el cual el muestreador es parte integral del sistema de tubería, incluyendo el revestimiento.

Las muestras se obtienen retirando la parte interna del tubo. Otra forma de obtener muestreo continuo es utilizando muestreador de tubo partido, tomando muestras en forma continua cada 50 cms. Este último sistema es muy utilizado para el estudio de deslizamientos en Colombia. Aunque el sistema "Auger" permite muestreo continuo, las muestras obtenidas son extraordinariamente alteradas y dificultan la evaluación.

Perfiles de Sondeo

Se pueden elaborar perfiles de sondeo por medio de la descripción de muestras obtenidas o utilizando equipos que miden las propiedades del suelo o roca directamente en el sondeo, mediante observación, usando cámaras o mediante ensayos de resistividad eléctrica, radiación, densidad por absorción nuclear, contenido de agua por reacción del ion hidrógeno y respuesta a onda de sonido o impulso. El perfil del sondeo puede ser un gráfico de cada propiedad como función de la profundidad.

ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo tienen la ventaja de poder simular situaciones en el ambiente mismo del talud y son muy útiles para cuantificar los parámetros que se emplean en el análisis de un deslizamiento.

Los ensayos más empleados son:

- Ensayo de penetración estándar.
- Cono estático.
- Penetrómetro de bolsillo.
- Presurómetro.
- Dilatómetro.
- Ensayo de veleta.
- "Torvane" (Ensayo de Veleta de bolsillo).
- Ensayo de Corte en el sondeo.
- Ensayo de placa.
- Corte Directo de campo.
- Ensayo de Permeabilidad.

Tabla 11.8 SPT (Penetración estándar) Vs. Densidad relativa de arenas (Terzaghi y Peck, 1967) modificado por AASHTO.

N golpes/pie	Densidad de la Arena
0 a 4	Muy suelta
5 a 10	Suelta
11 a 24	Media
25 a 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Ensayo de Penetración Estándar

Este ensayo es rápido y sencillo, y permite encontrar la resistencia relativa de las diferentes formaciones de suelo y localizar la superficie de falla. En este ensayo se cuenta el número de golpes necesarios para hincar 30 centímetros (un pie) un muestreador, en forma de tubo partido vertical (Figura 11.27) y este valor de número de golpes (N) se correlaciona empíricamente con la resistencia del suelo (Tablas 11.8 y 11.9).

Existen relaciones del valor de N con la mayoría de las propiedades de los suelos; sin embargo, la Oficina de Control Geotécnico en Hong Kong (1984), observa que en rocas meteorizadas el ensayo de penetración estándar solamente se puede utilizar para dar una indicación "cruda" de la resistencia relativa de los materiales.

Inicialmente el uso del SPT se limitaba a los suelos granulares, pero posteriormente se le ha utilizado para determinar la resistencia al cortante no drenada en arcillas no saturadas y suelos residuales arcillosos.

Tabla 11.9 SPT (Penetración estándar) Vs. Consistencia de arcillas (Terzaghi y Peck, 1967) modificado por AASHTO.

N golpes/pie	Consistencia de la Arcilla
Menos de 2	Muy blanda
2 a 4	Blanda
4 a 8	Media
8 a 15	Firme
15 a 30	Muy firme
Más de 30	Dura

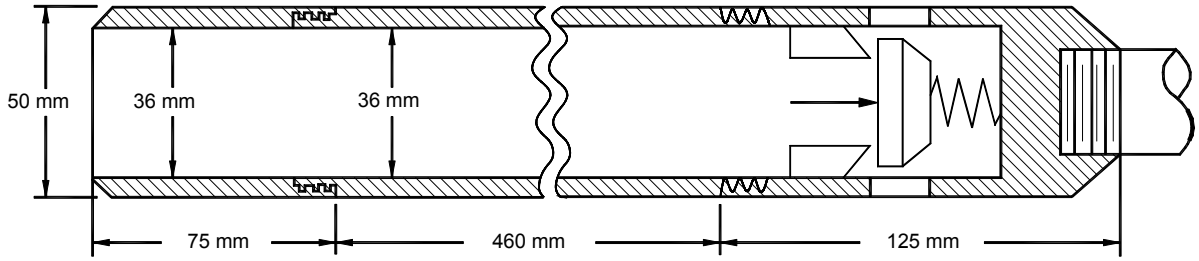


Figura 11.27 Muestreador de tubo partido para ensayos de penetración estándar.

Schmertmann (1975), sugiere que:

$$S_u \geq N/15$$

Donde:

S_u = Resistencia no drenada en toneladas por metro cuadrado.

N = Golpes por pie de penetración.

En la figura 11.28 se muestra una correlación entre el valor de N y la resistencia a la compresión simple de una arcilla.

El ensayo de SPT para arcillas duras permite un nivel aceptable de confiabilidad; sin embargo, para arcillas blandas los efectos de la alteración por los golpes son excesivos y las resistencias reales son mayores a las calculadas por correlación con el SPT (Naval Facility Engineering Command, 1982).

La información de los ensayos SPT debe analizarse con cuidado, especialmente cuando el número de golpes es muy alto, lo cual puede ocurrir por la presencia de bloques, o gravas, o roca meteorizada. Las relaciones matemáticas para obtener resistencia utilizando el valor de N del SPT son válidas para suelos y no para roca, bloques o gravas; sin embargo, debe tenerse en cuenta que generalmente un valor alto de N corresponde a la presencia de un material duro o de gran resistencia.

Los valores de N obtenidos deben corregirse por el efecto de profundidad. Un N alto a gran profundidad puede equivaler a un N menor después de que se realice un corte, retirando parcialmente la presión geostática.

Igualmente debe tenerse cuidado con el proceso de perforación y con las pérdidas de energía de los equipos utilizados, así como por las habilidades de los operadores de los equipos.

Cono Estático

El penetrómetro de cono estático mide el esfuerzo necesario para el desplazamiento lento de un cono dentro del suelo. Las puntas del cono varían de 30º a 90º y de 36 a 50 milímetros de diámetro (Figura 11.29).

El cono provee información sobre la resistencia de los materiales a intervalos muy pequeños. Algunos conos tienen un medidor electrónico, el cual da una información más precisa.

La resistencia del cono estático puede ser utilizada para calcular la capacidad de soporte, densidad y resistencia de los suelos para partículas menores que el tamaño del cono.

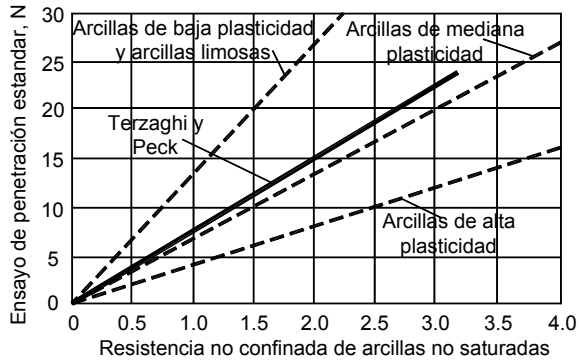


Figura 11.28 Relación entre los valores de N del SPT y la resistencia no confinada de arcillas (Naval Facility Engineering Command, 1982).

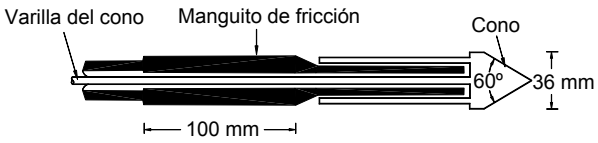


Figura 11.29 Cono Alemán estático con manguito de fricción.

La aplicación general de los ensayos de penetrómetro de cono (CPT) en problemas de estabilidad de taludes, es el determinar la resistencia al cortante no drenada de suelos cohesivos.

$$S_u = \frac{q_c - \sum \gamma_n z_n}{N_c}$$

Donde:

su = Resistencia al cortante no drenada.
q_c = Resistencia del cono por unidad de área proyectada = R_p/A.
R_p = Resistencia total de punta del cono.
A = Área proyectada del cono.
γ_n = Peso unitario total de la capa n.
N_c = Factor de capacidad de soporte o factor de cono.
z_n = Espesor de la capa n.

El factor de capacidad de soporte N_c no es constante sino que varía con la rata de penetración del cono, los tipos de punta, las características esfuerzo-deformación de los suelos y la sensitividad. Para asegurar la confiabilidad del valor calculado, es necesario correlacionarlo contra los cálculos reales de las fallas ocurridas o con ensayos de laboratorio o ensayos de veleta. El cono estático no es recomendable para suelos residuales, debido a que la presencia de bloques no meteorizados genera datos de resistencia altos no confiables.

Cornforth (2005) asegura que el penetrómetro estático de cono es poco confiable para el análisis de deslizamientos, debido a que en un deslizamiento las capas de suelo se entremezclan y el cono puede dar resultados imprecisos.

Penetrómetro de Bolsillo

La resistencia a la compresión inconfinada de arcillas puede ser determinada por medio de un penetrómetro de bolsillo en el campo.

El penetrómetro se entierra manualmente dentro de la arcilla a una profundidad predeterminada y se mide la presión requerida para su penetración. Este ensayo da un valor muy crudo de la resistencia a la compresión inconfinada y su utilización requiere de correlación con otros ensayos.

Presurómetro

Se han desarrollado una gran variedad de equipos para medir la deformación interna del suelo al aplicar una determinada presión. Por lo general, emplean un aditamento de caucho que es inflado con una presión hidráulica.

El presurómetro de Menard que es el más utilizado, permite obtener las características de resistencia y deformación de suelos y rocas (Figura 21.30). El ensayo suministra una gráfica de presión contra el cambio volumétrico y éste puede convertirse en una curva esfuerzo – deformación. También, puede determinarse el módulo de deformación. Debe tenerse en cuenta que la interpretación del ensayo del presurómetro es principalmente empírica y su utilización en diseño es limitada.

Dilatómetro

El dilatómetro plano desarrollado por Marchetti (1980) obtiene la dureza del suelo, a través del uso de una membrana circular con un diámetro de 60 mm, que es montada sobre una cuchilla de 95 mm de ancho y 14 mm de grosor. La cuchilla se entierra en el suelo, a la profundidad deseada y la membrana es inflada por medio de gas a presión (Figura 11.31).

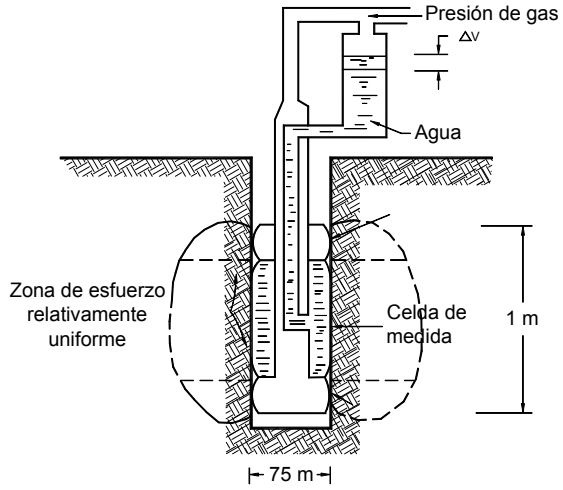


Figura 11.30 Presurómetro de Menard.

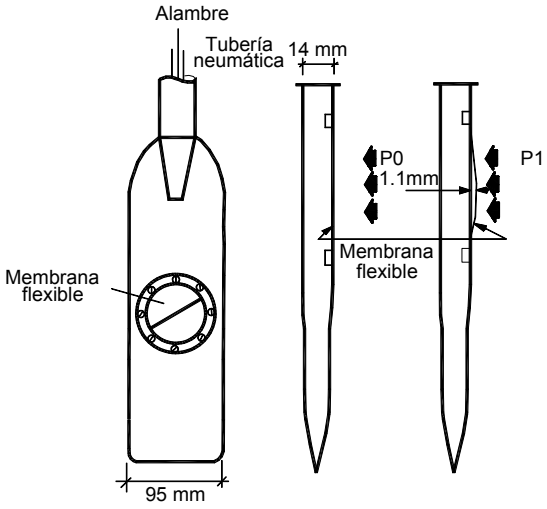


Figura 11.31 Esquema del dilatómetro de Marchetti.

Se mide la presión requerida para un determinado movimiento de la membrana. El número de golpes o la fuerza que se requiere para hincar el dilatómetro da información sobre la resistencia del suelo.

Ensayo de Veleta

En este ensayo se mide directamente la resistencia al corte del suelo al rotar una veleta que se introduce en el suelo (Figura 11.32). Se puede obtener la resistencia pico y la resistencia residual que queda después de una falla y es uno de los ensayos más útiles para obtener el valor de la resistencia al corte.

Debe tenerse en cuenta que el ensayo no da valores exactos de la resistencia al corte no drenada y es necesario realizar el ensayo en la misma forma, cada vez, para poderlo correlacionar. Esto significa que debe utilizarse la misma rata de deformación (aprox 0.1 grado por segundo) y la misma demora en la iniciación del ensayo (preferiblemente más de 5 minutos) (Flaate 1966).

Sowers y Royster (1978) indican que la resistencia al cortante, medida en el ensayo de veleta, puede ser un 30% mayor que la medida por otros métodos. El ensayo de veleta se recomienda solamente para determinar la resistencia no drenada de arcillas. Si el suelo contiene grava o partículas grandes puede dar resultados erráticos.

"Torvane" (Ensayo de Veleta de Bolsillo)

La veleta de bolsillo es un equipo utilizado para la determinación rápida de la resistencia al cortante de suelos cohesivos, tanto en el campo como en las muestras de tubo Shelby; consiste en una serie de cuchillas que se entierran ligeramente en el suelo y sobre las cuales se aplica un torque, el cual mide la resistencia al cortante del material.

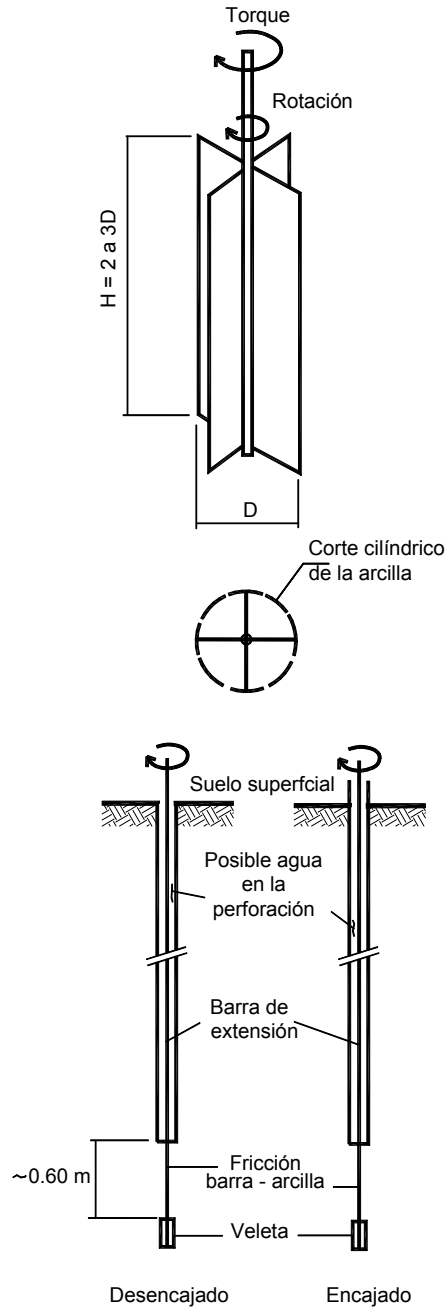


Figura 11.32 Detalles y procedimientos de instalación del ensayo de veleta (Flaate, 1966).

El ensayo da una determinación cruda de la resistencia y para su utilización, debe correlacionarse con otros ensayos. El ensayo de "Torvane" se utiliza con frecuencia para tomar la resistencia al cortante, directamente, en campo de las muestras tomadas con tubo de pared delgada.

Ensayo de Corte en el Sondeo

El ensayo de corte en sondeo fue desarrollado por el Departamento de Carretera de Kansas y fue modificado posteriormente por Wineland (1975). El ensayo de corte se puede realizar en el sondeo utilizando un equipo expandible que consiste en un cilindro aserrado partido en dos mitades, que se incrusta ligeramente en la superficie y se le coloca una carga de presión determinada; luego, el suelo es ensayado al cortante, tirando hacia arriba el aparato a lo largo del hueco de la perforación (Figura 11.33).

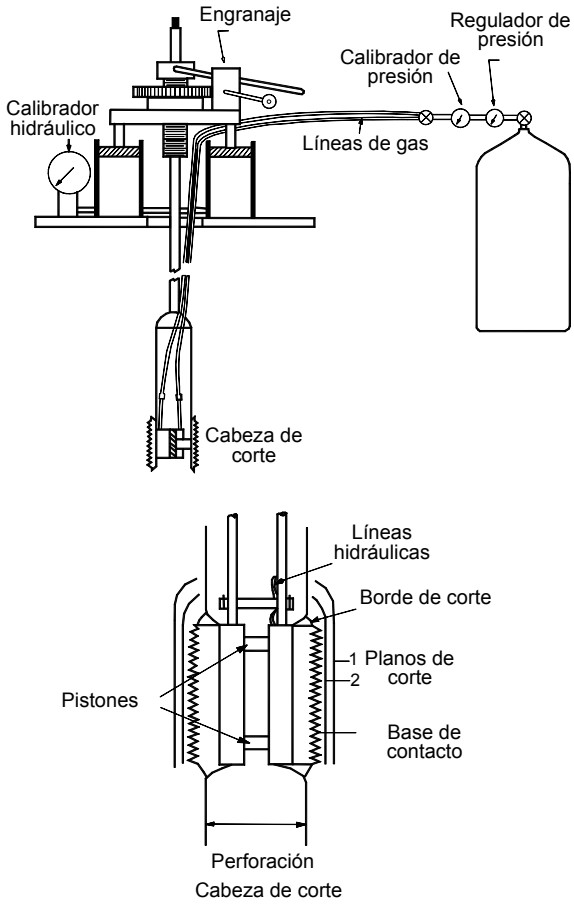


Figura 11.33 Ensayo de corte en un sondeo (Wineland, 1975).

Este ensayo es muy útil porque permite la determinación de la cohesión C, y el ángulo de fricción ϕ a diferentes profundidades. Su utilización particularmente es importante en áreas de deslizamientos activos en donde es muy difícil obtener muestras para ensayo de laboratorio.

Corte Directo de Campo

Se ejecuta dentro de un apique o excavación al nivel del estrato débil y se recomienda se haga sobre el plano de falla real. Todo el suelo es excavado a excepción del ensayado, el cual se deja como bloque aislado que puede moverse al ejercer una fuerza de corte.

El tamaño del bloque depende del equipo y la resistencia del suelo. Se coloca una fuerza normal perpendicular al plano de rotura y luego se hace fallar al corte para determinar el valor de la resistencia del material (Figura 11.34). Se coloca una caja doble alrededor del bloque. Si hay un plano definido de debilidad, los lados de la caja deben ser perpendiculares a ese plano y el plano de falla debe coincidir con el contacto entre las dos cajas.

Ensayo de Permeabilidad

Los ensayos de permeabilidad de laboratorio no siempre representan las situaciones en el campo y la ejecución de ensayos en el sitio, permite obtener la influencia de las discontinuidades y la meteorización.

El coeficiente de permeabilidad (k) puede calcularse del resultado de ensayos de cabeza constante o variable dentro de la excavación de un sondeo. El procedimiento incluye la perforación y limpieza de una columna de suelo hasta una profundidad h, la colocación de una cabeza constante de agua y la medición del volumen de percolación, por unidad de tiempo y manteniendo una cabeza y flujo estables (Figura 11.35).

La permeabilidad del material puede calcularse mediante la siguiente expresión (Cedergren, 1977):

$$K = \frac{q}{5.5\ rh}$$

Donde:

K = Permeabilidad
q = Caudal
r = Radio de la columna de ensayo
h = Cabeza

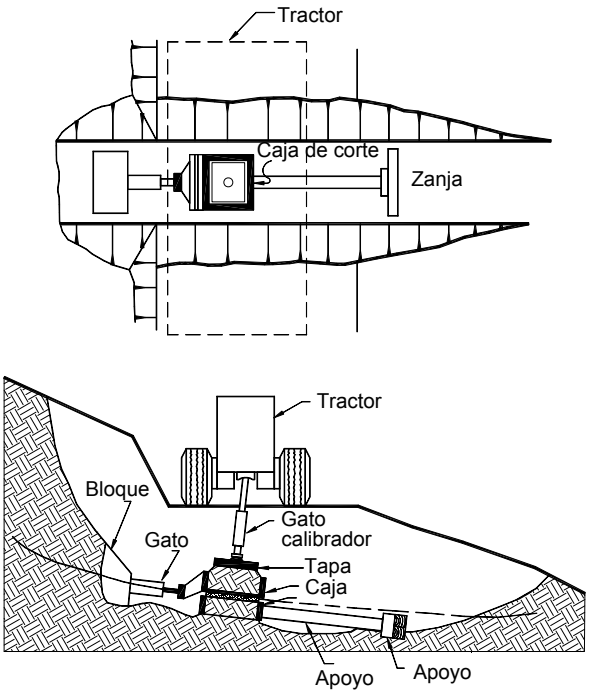


Figura 11.34 Ensayo de corte directo "in situ".

También pueden realizarse ensayos con agua a presión (ensayo Lugeon). Este ensayo se utiliza para determinar la permeabilidad de una masa rocosa donde el flujo fluye a lo largo de fisuras o juntas. Un Lugeon se define como el agua absorbida en lts/min-m, en una perforación de diámetro NX a una presión de 10 atmósferas (Un MPa), mantenida durante 10 min. Un Lugeon es aproximadamente igual a una permeabilidad de 1 x 10-7 m/seg.

Pearson y Money (1977) presentaron una técnica que permite distinguir en el ensayo Lugeon, los diversos sistemas de fracturas. Si el sistema de juntas o discontinuidades es suficientemente cercano para que la sección de la roca sea representativa, la permeabilidad puede ser obtenida utilizando la siguiente fórmula:

Si L > 12 r:

$$K = \frac{q}{2\pi LH} Log_e \frac{L}{r}$$

Si 10 r > L > r:

$$K = \frac{q}{2\pi LH} senh^{-1} \frac{L}{2r}$$

Tabla 11.10 Descripción de los métodos geofísicos (modificado de Blyth y de Freitas, 1984).

Método	Operaciones de Campo	Dato Medido	Resultados	Aplicaciones
Ensayos sísmicos	Reflexión y refracción mediante fuentes de onda y detectores.	Tiempo de demora de las ondas sísmicas después de la refracción o reflexión.	Profundidades en las cuales aparecen los mantos duros	Determinación de la profundidad de la superficie de falla.
Ensayos eléctricos y electro - magnéticos	Paso de energía eléctrica a través del suelo, empleando fuente y electrodos	Resistividad del suelo	Mapas o perfiles de resistividad.	Diferencias en la humedad del material deslizado y del material por debajo de la superficie de falla.
Ensayos de radar	Aplicación de ondas de radar sobre la superficie del suelo.	Reflexión de las ondas de radar	Profundidades de las superficies que reflejan las ondas.	Detección de elementos extraños en el suelo, como zanjas y tuberías.

Donde:

K = Permeabilidad

H = Gradiente del flujo contra cabeza de presión

L = Longitud de la sección ensayada

r = Radio de la perforación

ENSAYOS GEOFÍSICOS

Los costos de investigación pueden ser muy altos cuando los deslizamientos son muy grandes, geológicamente complejos o topográficamente difíciles. El uso de técnicas de prospección geofísica es una alternativa para obtener información a un costo razonable (Tabla 11.10).

Los ensayos geofísicos son generalmente la forma más rápida y económica, de obtener información sobre las características de los perfiles del subsuelo en áreas relativamente grandes.

Los ensayos geofísicos dependen de las relaciones de las condiciones del suelo con otras características físicas y se requiere de un experto geofísico para su interpretación. Estas técnicas no reemplazan los sondeos y deben utilizarse con un control de campo muy estricto. Es recomendable el control de los resultados utilizando sondeos.

Resistividad

El método de resistividad eléctrica utiliza un arreglo de cuatro electrodos, de los cuales un par transmite una corriente eléctrica directa o alterna al terreno, mientras el otro par mide la potencia del campo eléctrico de la corriente que fluye por el terreno. El ensayo de resistividad consiste en la colocación de una corriente eléctrica a través del suelo y la realización de mediciones de la resistividad del material. Los sondeos eléctricos y electromagnéticos generalmente, miden la resistencia de la corriente eléctrica a través de los materiales de suelo.

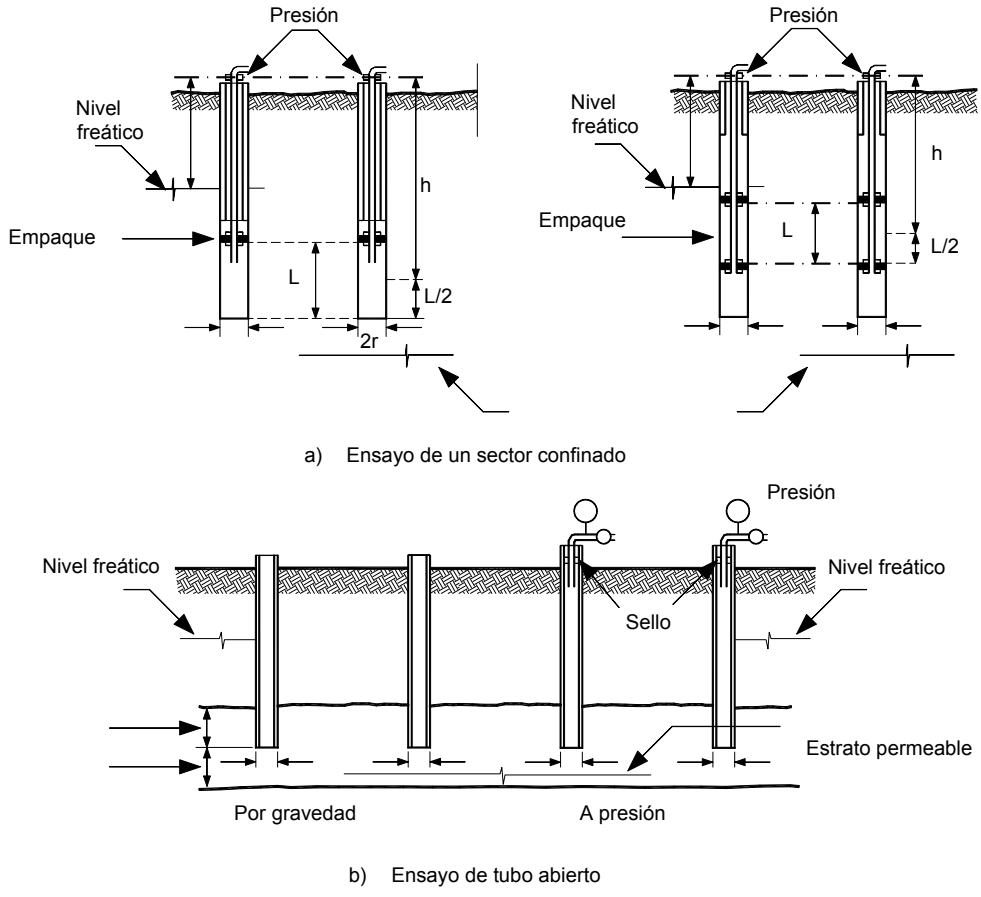


Figura 11.35 Ensayo de permeabilidad de campo (U.S. Bureau of Reclamation).

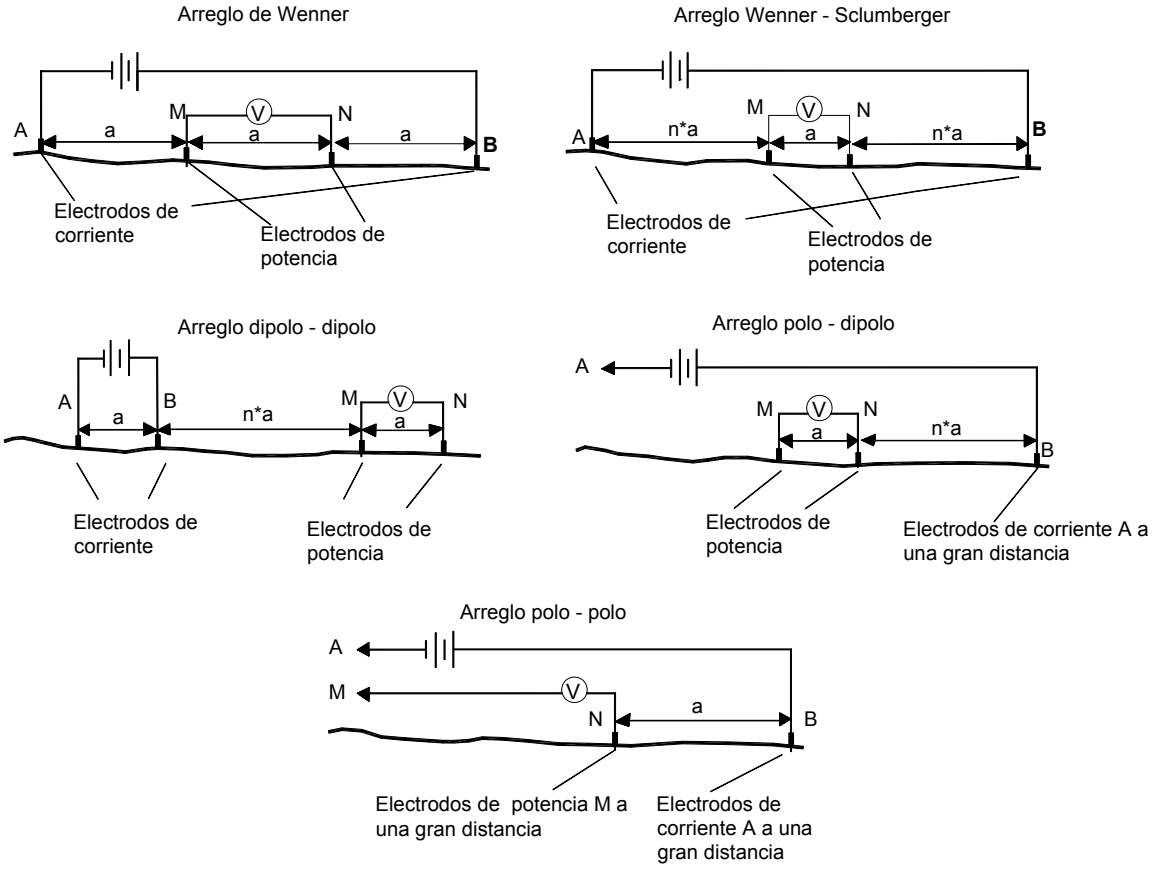


Figura 11.36 Variaciones en el arreglo de electrodos para ensayos de resistividad eléctrica. (Hack, 2000).

La técnica puede utilizarse para efectuar sondeos eléctricos o para mapear perfiles de resistividad. La resistividad aparente del terreno es una función de las características de la litología y de la humedad o contenido de agua del terreno. (Tabla 11.11).

La presencia de humedad y sales disueltas dentro de los poros del suelo o la roca, controlan generalmente la conductividad aparente de los materiales. Por ejemplo, un granito denso con pocos vacíos y poca humedad, presenta una alta resistencia, mientras una arcilla muestra una resistencia baja.

En ocasiones, la superficie de falla de un deslizamiento se detecta como un área de baja resistencia por la concentración de humedad a lo largo de la superficie; sin embargo, se debe tener en cuenta la fluctuación de la resistividad con respecto al clima.

En época de lluvias las resistividades tienden a ser bajas y en épocas secas aumentan. La profundidad de la investigación de un sondeo geoeléctrico es proporcional al desplazamiento de los electrodos. Sin embargo, la penetración de la corriente eléctrica en la tierra depende de la resistencia individual de cada capa de suelo y su distribución. Los ensayos de resistividad pueden utilizarse para determinar perfiles verticales y perfiles horizontales, dependiendo de la forma como se realicen.

La mayor ventaja de los ensayos de resistividad es la facilidad de transporte y simplicidad de los instrumentos y la mayor desventaja es la interpretación difícil de las medidas, especialmente en aquellas áreas donde los estratos no son horizontales y las estructuras son complejas. Es muy frecuente que se presenten errores en la interpretación de los ensayos geo-eléctricos.

Tabla 11.11 Valores típicos de resistividad (Peck y otros, 1974).

Material	Resistividad (ohm-cm)
Arcilla o limo saturado	0-10.000
Arcilla arenosa	10.000-25.000
Arena arcillosa	25.000-50.000
Arena	50.000-150.000
Grava	150.000-500.000
Roca meteorizada	100.000-200.000
Roca sana	150.000-4.000.000

Existen varias formas de colocar los electrodos y transmitir la corriente para los ensayos de resistividad eléctrica (Figura 11.36):

- *Arreglo de Wenner*. Este arreglo es relativamente sensitivo a los cambios verticales de resistividad y menos sensitivo a los cambios horizontales. El arreglo de Wenner es mejor para analizar estructuras paralelas a la superficie del terreno, pero es relativamente ineficiente para detectar estructuras verticales. El arreglo de Wenner generalmente tiene fuerza grande de la señal.

- *Arreglo Dipolo-Dipolo*. Este arreglo es eficiente para analizar estructuras verticales, discontinuidades verticales y cavidades, pero es menos eficiente para identificar estructuras horizontales. La profundidad de la investigación es mucho menor que la de arreglo de Wenner. La señal pierde fuerza fácilmente y por lo tanto, los equipos deben ser muy sensibles.

- *Arreglo Wenner-Schlumberger*. Este arreglo es moderadamente sensitivo tanto para estructuras verticales como horizontales; sin embargo, la fuerza de la señal es menor que la del arreglo de Wenner, pero es mayor que la del arreglo Dipolo-Dipolo.

- *Arreglo Polo-Polo*. Este arreglo tiene muchos problemas prácticos y es muy sensitivo al ruido.

- *Arreglo Polo-Dipolo*. Este arreglo es asimétrico y resulta en anomalías de resistividad aparente, asimétricas sobre estructuras simétricas.

Los sondeos eléctricos verticales se utilizan generalmente en conjunto con ensayos de refracción sísmica y/o perforaciones. Los ensayos de resistividad han sido utilizados con éxito para mapear los límites de masas de deslizamiento (McGuffey y otros, 1996).

Se han utilizado ambos sistemas, sondeo horizontal y vertical. Como los deslizamientos producen un cambio importante en los materiales, se obtienen contrastes en la resistividad eléctrica asociados con estos movimientos.

La resistividad permite el reconocimiento de las tablas de agua y las profundidades de saturación. La utilidad de los ensayos de resistividad radica principalmente en la localización de zonas blandas o fracturadas, coluviones y la profundidad aproximada de los niveles de agua.

En los ensayos de resistividad en áreas de deslizamiento, con frecuencia ocurre que debido a la naturaleza heterogénea de los materiales del deslizamiento, se generan variaciones localizadas cerca de la superficie en la vecindad de los electrodos, los cuales producen cambios sustanciales en los valores medidos de la resistividad aparente.

Esto a su vez resulta en dificultades en la interpretación de los datos de resistividad y se requiere la realización de perforaciones para calibrar los resultados.

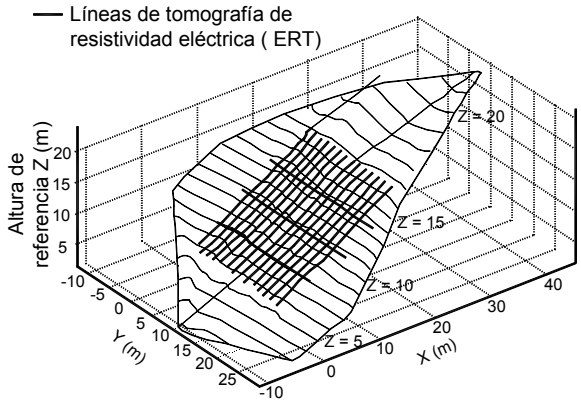


Figura 11.37 Esquema de localización de líneas para tomografía eléctrica 3D sobre un área de deslizamiento. Se observan las líneas longitudinales y transversales (Modificado de Friedel y otros, 2006).

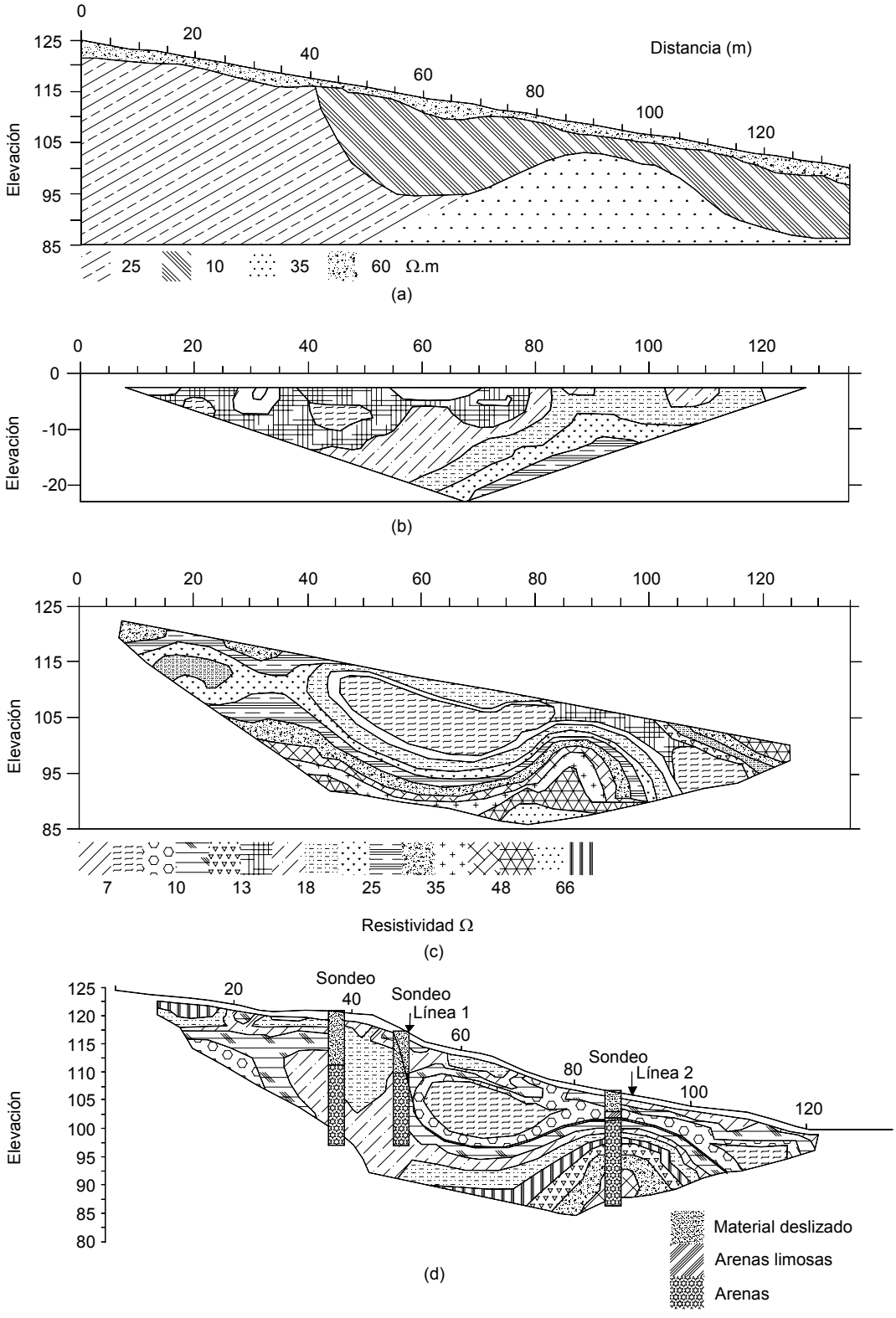


Figura 11.38 Modelamiento de un deslizamiento utilizando tomografía de resistividad eléctrica. (a) Modelo conceptual, (b) seudo-sección de resistividad aparente para una configuración de Wenner, (c) Tomografía por el método de inversión, (d) Interpretación con la ayuda de perforaciones (Drakor y otros, 2006).

Tomografía de resistividad eléctrica

La tomografía eléctrica utiliza arreglos con una gran cantidad de electrodos para elaborar perfiles de resistividad aparente a lo largo de los ejes de los electrodos (Figura 11.37).

Ésta es tal vez la metodología geofísica de mayor utilidad para el análisis de deslizamientos. El sistema de tomografía eléctrica de alta resolución 2D y 3D, se ha utilizado con éxito para definir el perfil geológico y geotécnico detallado de deslizamientos de tierra. El resultado de la tomografía es una imagen a colores del perfil subterráneo (Friedel y otros, 2006).

Se han empleado configuraciones Wenner, Schlumberger y Dipolo-Dipolo, y la combinación de los tres tipos de configuración con resultados de gran precisión. El sistema ideal es un arreglo 3D con varias líneas entrecruzadas y más de 100 electrodos combinando los tres tipos generales de configuración. En todos los casos, se requiere validar el modelo obtenido con sondeos y toma de muestras (Figura 11.38). El análisis permite evaluar la humedad, la porosidad y el contenido de arcilla.

Sondeos Electromagnéticos

El método electromagnético se puede usar de forma análoga al de resistividad eléctrica directa utilizando una frecuencia electromagnética baja y una separación pequeña entre elementos. En esta forma, la amplitud de fuera de fase del campo secundario, es directamente proporcional a la conductividad.

La corriente inducida por el dipolo vertical magnético fluye en círculos horizontales y no es afectada por otras capas de conductividad aparente, diferente. Además, no hay efectos locales en el transmisor o el recibidor (Mccann y Forster, 1990). Los ensayos de conductividad electromagnética utilizan un instrumento con un transmisor y un recibidor.

El transmisor utiliza una corriente eléctrica de una frecuencia específica para producir un campo magnético asociado, el cual se convierte en una corriente eléctrica en la tierra. Esta corriente induce luego una corriente secundaria en el recibidor. Se obtiene entonces, una conductividad aparente que depende de la separación entre elementos y la resistividad del suelo.

Los espaciamientos cercanos y altas frecuencias dan muy buena información del material subsuperficial, en cambio los largos espaciamientos y bajas frecuencias, permiten una exploración más profunda. La combinación de ensayos o tomografía de resistividad eléctrica con sondeos electromagnéticos (TDEM), permiten identificar a detalle el perfil de un deslizamiento (Godio y Bottino, 2001).

Refracción Sísmica

Los sondeos sísmicos incluyen la refracción y otras técnicas acústicas. Todos ellos se basan en el hecho de que las propiedades elásticas de los materiales de suelo y roca determinan la velocidad de las ondas que se propagan a través de ellos (Tabla 11.12).

Las ondas producidas por un golpe de martillo siguen diferentes caminos desde la fuente hasta el punto de detección. Inicialmente, como ondas directas y posteriormente, como ondas reflejadas.

Los sismógrafos se usan para determinar los tiempos de llegada en un recibidor o geófono. En la mayoría de los trabajos de sísmica relacionados con deslizamientos, se utiliza un sistema sismográfico multicanal, el cual incluye un número de detectores o geófonos que se han colocado a varias distancias de la fuente.

Tabla 11.12 Velocidades sísmicas típicas de materiales (Anon, 1995).

Material	Velocidad (m/seg.)
Aire	360
Arena seca	400 a 1000
Arcilla	300 a 1800
Roca ígnea o metamórfica meteorizada	450 a 3700
Roca sedimentaria meteorizada	300 a 3000
Roca metamórfica sana	1000 a 6000
Basalto sano	1000 a 4300
Caliza	500 a 6700

Estos valores son generales y no tienen en cuenta las discontinuidades ni el contenido de agua.

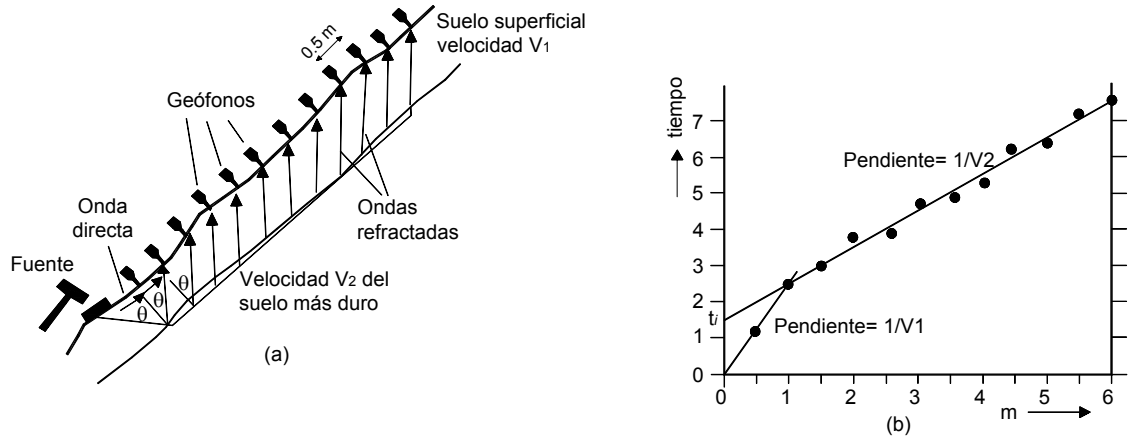


Figura 11.39 Esquema de un ensayo de refracción sísmica en un talud donde el manto duro es paralelo a la pendiente. (a) Trayectoria de las ondas, (b) tiempo de transporte contra distancia para la llegada de la primera onda (Hack, 2000).

El sistema multicanal permite un sistema sofisticado de filtro de datos, grabado y proceso de éstos. Las investigaciones con métodos sísmicos se han utilizado con frecuencia para determinar los perfiles y propiedades mecánicas de taludes en suelo y roca. Los métodos de refracción y los de reflexión de alta resolución son particularmente útiles para detectar discontinuidades en el subsuelo donde hay contraste de la velocidad sísmica o la impedancia acústica; especialmente los contactos entre suelo y roca.

Tradicionalmente se han utilizado los ensayos con ondas de compresión (P) debido a que estas son fáciles de generar. Las ondas de cortante son de mayor interés, debido a que se relacionan con la resistencia al cortante de los materiales; sin embargo, las ondas de cortante son relativamente complejas de generar y de medir.

Las ondas de compresión en los ensayos generalmente se producen utilizando un martillo y una platina metálica. Ocasionalmente se utilizan explosivos para generar una señal de mayor energía y frecuencia alta. En la figura 11.39 se muestra un esquema del ensayo de refracción sísmica en un talud.

La refracción sísmica se basa en la primera llegada de una señal que viaja a través de las capas de materiales con mayor velocidad. La primera señal en los geófonos más cercanos es la señal directa, pero en los geófonos más alejados de la línea analizada la primera señal puede venir por un manto más duro a profundidad. La velocidad de la onda está dada por el inverso de la pendiente de la gráfica de tiempo contra distancia. Igualmente, si se realiza los ensayos en la dirección contraria se obtiene otra gráfica como se observa en la figura 11.40.

Analizando las gráficas obtenidas se pueden obtener las profundidades a las cuales se encuentra el manto duro tanto arriba como abajo del talud.

$$Z_{abajo} = \frac{V_1 t_{i\ abajo}}{2\cos(\theta)} \qquad Z_{arriba} = \frac{V_1 t_{i\ arriba}}{2\cos(\theta)}$$

$$\theta = arcsen\left(\frac{V_1}{V_2}\right)$$

La obtención de las velocidades de onda sísmica y profundidades de los materiales duros es muy fácil para el caso sencillo descrito; sin embargo, en la mayoría de los casos la superficie y los elementos topográficos, así como las propiedades de los materiales son complejas y heterogéneas.

En estos casos se requiere acudir a programas de software para el análisis de la información (Sandmeier, 2000; Telford y otros, 1990; Tomo, 2000). La interpretación de los resultados sísmicos en deslizamientos es difícil.

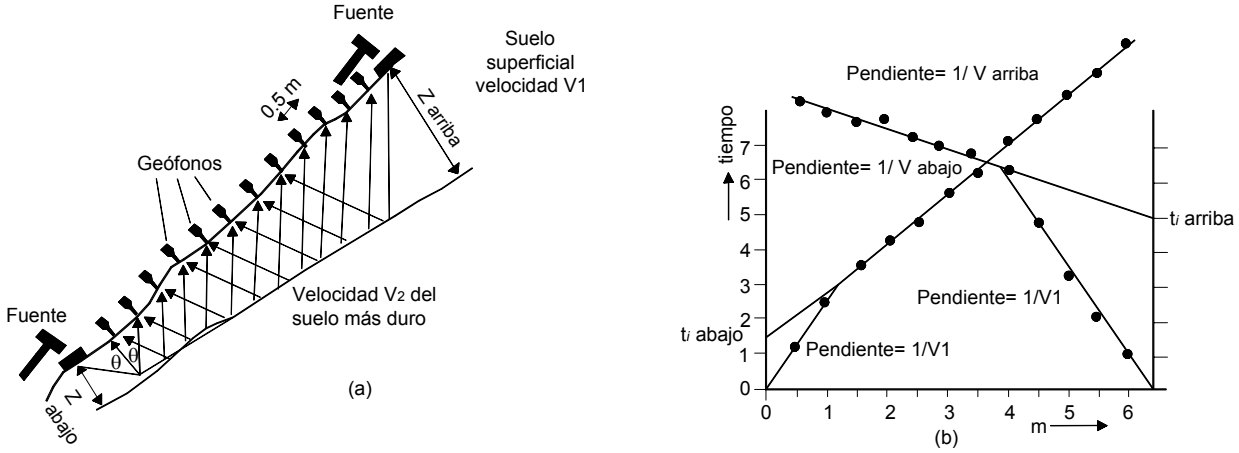


Figura 11.40 Esquema de un ensayo de refracción sísmica con un manto duro no paralelo a la superficie del talud. (a) Trayectoria de las ondas, (b) tiempo de transporte contra distancia para la llegada de la primera onda (Hack, 2000).

Los deslizamientos pueden producir cambios erráticos en la densidad y por lo tanto, la transmisión de ondas puede ocurrir en sistemas complejos que son difíciles de cuantificar. Igualmente, la anisotropía de los materiales afecta la precisión de la interpretación.

A pesar de la complejidad del análisis, los ensayos de refracción sísmica se han utilizado con frecuencia para determinar la profundidad y geometría de las superficies de falla, para determinar la profundidad de meteorización de un área de gran tamaño y para determinar los perfiles de material suelto sobre la roca (Figura 11.41).

El método de refracción sísmica es particularmente efectivo para delinear deslizamientos antiguos donde no existen evidencias topográficas, debido a que el relieve ha sido modificado por procesos de erosión ocurridos después de los deslizamientos. Sin embargo, el método sísmico es difícil de aplicar cuando en la línea de los geófonos, existe vegetación densa o topografía desigual o accidentada.

En ocasiones, el ruido del tránsito o de otro tipo de actividades, no permite la interpretación correcta de los resultados. Es muy importante calibrar la información sísmica con perforaciones, debido a que se requiere interpretar los cambios de litología con la profundidad. El sistema de "reflección sísmica" es utilizado cuando existen varios mantos que reflejan la onda (Figura 11.42).

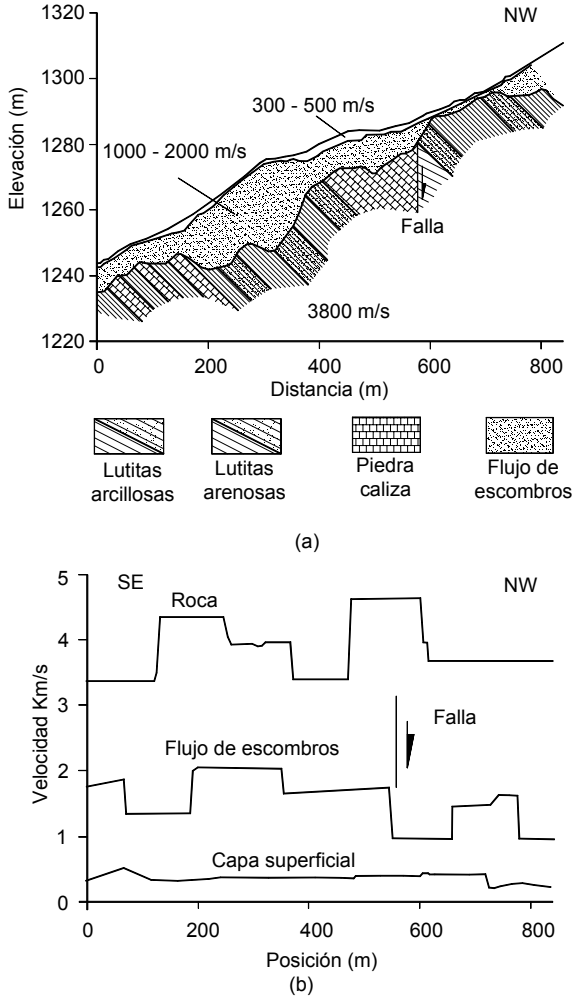


Figura 11.41 Ejemplo del perfil obtenido por métodos de refracción sísmica. (a) Sección que muestra los resultados de velocidad sísmica a lo largo del perfil. (b) Variación de velocidades transversales laterales (Mauritsch y otros, 2000).

Este método utiliza un sistema similar al de refracción sísmica, pero en este caso, no se considera solamente la llegada de la primera onda, sino que se incorpora a la interpretación la totalidad de las señales que se recibe. Tanto los equipos como la interpretación son de mayor complejidad y costo, lo que hace que el método sea poco utilizado para el análisis de deslizamientos.

Monitoreo Microsísmico (Método Geoacústico)

Los cambios en esfuerzos y deformaciones en el suelo o roca en un deslizamiento, generan una actividad microsísmica de ondas elásticas de baja intensidad. El método geoacústico monitorea las ondas microsísmicas elásticas naturales que emite el terreno a causa de la deformación producida por los esfuerzos (Blaha, 1996).

Previamente a una falla y durante un tiempo considerable, el terreno emite una serie de microsismos o ruidos no audibles, los cuales revelan la inminencia de una falla, aún antes de que se produzcan movimientos en el terreno que puedan ser detectados por un inclinómetro.

La detección de ruido no audible (SARN), conocido como monitoreo microsísmico se ha intentado en los deslizamientos con éxito variado. Este método consiste en detectar los sonidos de baja intensidad, producidos por los movimientos de las masas de tierra dentro del deslizamiento; Mc Cauley (1976) y Jurich (1985) coinciden en que lo importante es determinar la rata de ruido en impulsos por minuto (Figura 11.43). Este sistema se le utiliza para determinar la inminencia de ocurrencia de un movimiento y se le ha utilizado en minas a cielo abierto.

El monitoreo de la actividad microsísmica puede utilizarse además, para localizar el área de falla dentro de un deslizamiento (Figura 11.44). La actividad microsísmica puede ser detectada con geófonos estándar o arreglos de acelerómetros, tanto en la superficie del terreno como a profundidad dentro de perforaciones. Si se tiene un número suficiente de puntos de monitoreo, es posible localizar la fuente de la actividad microsísmica, la cual puede coincidir con la superficie de falla.

La actividad microsísmica debe realizarse en términos relativos y no absolutos, especialmente relacionados con el aumento y la disminución de la actividad.

Ensayos de Gravedad

Los sondeos gravimétricos o de microgravedad investigan la diferencia en la gravedad relacionada con las densidades entre diferentes materiales a profundidad. Los sondeos de gravedad son utilizados para detectar estructuras geológicas de gran tamaño.

Los sondeos de microgravedad utilizando gravímetros muy sensitivos, permiten medir la atracción gravitacional de una milésima de la constante de gravedad, con precisión.

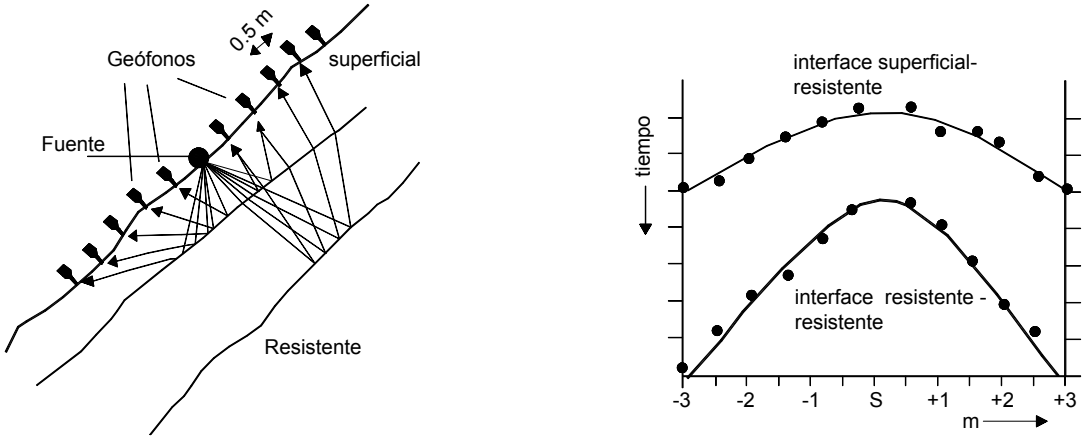


Figura 11.42 Esquema de una prospección de reflección sísmica. (a) trayectorias de las ondas. (b) tiempo contra distancia de la llegada de las ondas reflejadas por las dos capas (Hack, 2000).

En esta forma se pueden detectar áreas de baja densidad, por ejemplo, coluviones o deslizamientos. Los sondeos de microgravedad se han utilizado con éxito para detectar cavernas y diferencias en los niveles freáticos.

Las mediciones gravimétricas están influenciadas por varios factores tales como la elevación, el relieve topográfico y los cambios de nivel de agua, y requiere de correcciones de compensación.

Método Magnético

En el método magnético se mide la variación del campo magnético de la tierra y es aplicable sólo a movimientos profundos. En este caso, se bajan magnetos de gran poder al fondo de las perforaciones, sin revestimiento, para generar información continua sobre movimientos (Bogoslovsky y Ogilvy, 1977).

La posición de los elementos es monitoreada por levantamientos magnéticos continuos. Sin embargo, la influencia de las condiciones topográficas es muy grande y su interpretación deja muchas dudas.

Penetración de Ondas de Radar (GPR)

El sistema de radar utiliza ondas electromagnéticas de alta frecuencia. Una antena en el suelo transmite un pulso de la onda de alta frecuencia, la cual es reflejada por ciertos materiales y es recibida por otra antena.

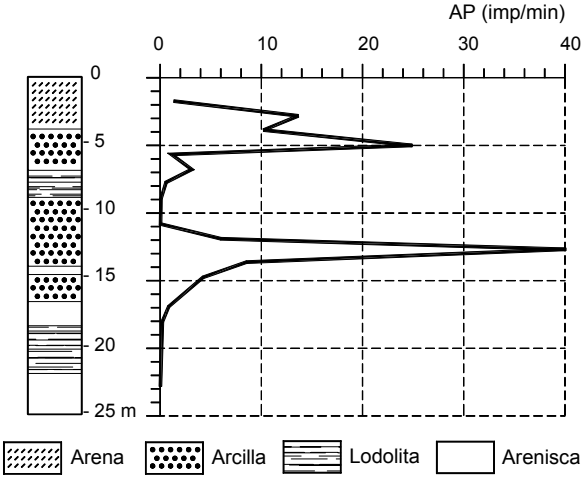


Figura 11.43 Resultados de mediciones geoacústicas en una perforación en impulsos por minuto (Blaha, 1996).

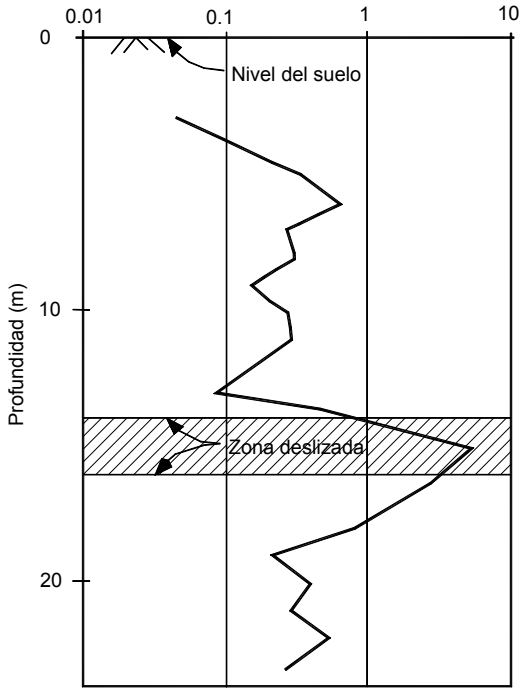


Figura 11.44 Superficie de falla detectada por monitoreo microsísmico (Novosad y otros, 1977).

Se pueden utilizar sistemas de filtros de ondas para mejorar las medidas. Igualmente, se puede cambiar la frecuencia de la onda para modificar la resolución. Entre más alta la frecuencia, mejor es la resolución.

La energía emitida por el radar es reflejada en forma similar a los sistemas de radar de la aviación y de esta forma, se pueden detectar ductos de servicios y otros elementos dentro del suelo. La penetración y conductividad de la onda varía con los materiales (Figuras 11.45 y 11.46).

Por ejemplo, en un granito, la penetración puede ser aproximadamente de 300 metros, mientras en una arcilla es de unos pocos metros. En los materiales conductores o agua salada, la penetración es prácticamente inexistente.

La penetración en la mayoría de los materiales de suelo es de 40 a 60 metros. Generalmente, los equipos de radar se encuentran montados sobre ruedas para hacer mediciones a intervalos regulares sobre determinadas líneas.

Las señales de radar son muy sensitivas a las variaciones locales del perfil del suelo y permiten detectar elementos no homogéneos y en especial, la estructura de los materiales. El sistema de penetración de ondas de radar se ha utilizado con éxito en los deslizamientos, combinándolo con prospecciones eléctricas y/o sísmicas.

Las ondas de radar permiten definir la estructura principal interna del deslizamiento (Hruskra y Hubatka, 2000). La interpretación de los perfiles de radar es, en ocasiones, impredecible y puede prestarse a errores graves. Por esta razón el uso de penetración de ondas de radar debe siempre combinarse con otros sistemas de prospección (Hack, 2000).

Radiación de Rayos Gamma

La radiación de rayos gamma permite la identificación de la litología. Los elementos radioactivos tienden a concentrarse en lutitas y arcillas marinas, mientras las arenas y basaltos, generalmente exhiben bajos niveles de radiación.

Aplicación de Ensayos Geofísicos a los Deslizamientos

Antes de realizar una exploración geofísica, es esencial que se haga un estudio de toda la información existente, incluyendo mapas y fotografías aéreas.

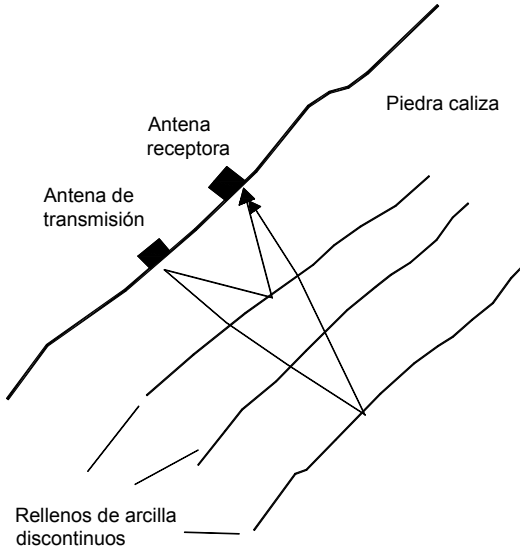


Figura 11.45 Esquema de la reflección de las ondas de radar en mantos delgados de arcilla (Hack, 2000).

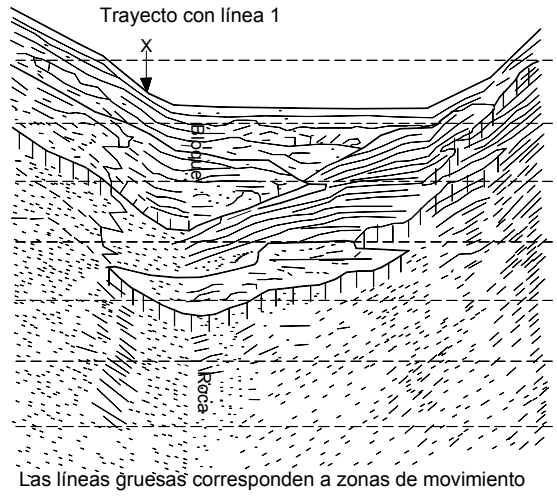


Figura 11.46 Esquema de un perfil transversal de penetración de ondas de radar. Se observa la estructura del perfil de suelo (Huskra y Hubatka, 2000).

Una vez se tiene un estudio preliminar, puede programarse la etapa de investigación, la cual generalmente incluye sondeos geotécnicos y estudios geofísicos. Antes de programar las prospecciones geofísicas, es importante que se tenga claro, cuál es su objetivo dentro del programa de investigaciones. Es absolutamente esencial que se escoja el método geofísico correcto para obtener la información que se requiere.

En los estudios geofísicos debe tenerse presente que lo que se está obteniendo es la variación de un determinado parámetro geofísico, como es la resistencia eléctrica del terreno o la velocidad de la onda sísmica; y que se requiere una interpretación correcta para convertir la información geofísica en datos para el modelo geológico.

Como hay una gran cantidad de modelos que pueden coincidir con la información geofísica, se requiere tener información adicional de geología o perforaciones para obtener un modelo realístico.

Es común que el modelo no sea único y esto genera problemas para la interpretación de los datos. Si no existe una colaboración estrecha entre el Geólogo, el Ingeniero Geotecnista y el Geofísico, la interpretación puede conducir a errores graves debido a que para la interpretación de la información geofísica, se requiere el análisis combinado de toda la información disponible.

Siempre debe tenerse en cuenta que en los deslizamientos, los perfiles a profundidad y lateralmente, tienden a no ser homogéneos y esto hace que la información geofísica sea comúnmente difícil de interpretar. Muchos métodos geofísicos son utilizados en investigaciones de deslizamientos para reconocimiento general y pueden utilizarse para obtener información detallada de espesor, extensión, composición y régimen de aguas de un deslizamiento (Tabla 11.13).

Sin embargo, para que la información geofísica pueda interpretarse en forma confiable, se requiere que se cumplan ciertas condiciones de homogeneidad relativa en la topografía, geología y geotecnia. Los métodos geofísicos no deben verse como una técnica aislada, sino como una fuente adicional de información que debe utilizarse con toda la información disponible.

La utilización combinada de ensayos de resistividad y de refracción sísmica, ha tenido éxito para localizar la superficie de falla de deslizamientos, sobre la base de la interpretación de las propiedades físicas de los materiales del deslizamiento comparados con los materiales más duros por debajo de la superficie de falla (Cummings y Clark, 1988; Palmer y Weisgarber, 1988).

La resistividad eléctrica detecta el incremento la humedad de los materiales deslizados y la refracción sísmica presenta información de la rigidez de los materiales profundos. Igualmente, los materiales del deslizamiento generalmente presentan una velocidad de onda menor que el material intacto. De igual forma, se puede determinar el espesor de los coluviones o los mantos de suelos alterados.

Tabla 11.13 Métodos geofísicos en los deslizamientos (McGuffrey y otros, 1996).

Sistema	Aplicaciones	Limitaciones
Resistividad eléctrica	Localizar límites entre materiales granulares y arcillosos, nivel freático e interface suelo-roca.	Difícil de interpretar especialmente cuando los mantos no son horizontales.
Conductividad electromagnética	Similar a la resistividad, pero ofrece un reconocimiento más rápido ésta y permite determinar la calidad de la roca.	Difícil de interpretar.
Refracción sísmica	Determina las profundidades de los estratos y sus velocidades sísmicas características.	Las velocidades aumentan con la profundidad. Sólo es útil cuando los mantos son gruesos y la información únicamente aporta datos promedio.
Ensayos sísmicos directos (uphole, downhole, y crosshole)	Se obtienen velocidades de estratos específicos, sus propiedades dinámicas y la calidad de la roca.	Los datos son promedios y pueden estar afectados por las características de la masa rocosa.
Microgravedad	Extremadamente precisa, localiza pequeños volúmenes de baja densidad utilizando equipos muy sensitivos.	El uso de equipos tan sensitivos y costosos en terrenos escarpados pueden no ser prácticos y la interpretación genera muchas dudas por la influencia de la topografía.
Penetración de ondas de radar	Permite identificar objetos enterrados tales como ductos, cantos, interfases de roca.	Las arcillas son prácticamente impenetrables por las ondas de radar.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Se deben realizar ensayos que permitan obtener las propiedades de los suelos para los análisis, de tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo. Los ensayos comúnmente utilizados para el análisis de laderas y taludes son los siguientes:

- ***Humedad o contenido de agua.*** Se requiere identificar los niveles de saturación y los niveles de humedad para correlacionarlos con las tensiones negativas.

- ***Límites de Atterberg o plasticidad***. La plasticidad nos permite intuir la permeabilidad, la presencia de arcillas plásticas y la posibilidad de ocurrencia de fenómenos de expansión.

- ***Gravedad Específica.*** Se utiliza para obtener otras propiedades.

- ***Distribución granulométrica***. La resistencia al cortante y la permeabilidad están relacionadas con los tamaños de las partículas y su distribución.

- ***Contenido de Sulfatos y ácidez.*** Es importante determinar las limitaciones químicas del suelo para la escogencia del sistema de estabilización y su comportamiento dispersivo.

- ***Compactación.*** En los rellenos el comportamiento está relacionado con los niveles de densidad.

- ***Permeabilidad.*** La conductividad hidráulica del suelo determina los flujos de agua subterránea y el comportamiento hidrogeológico.

- ***Consolidación.*** Cuando se colocan cimentaciones sobre los taludes o terraplenes sobre suelos blandos, las estabilidad del talud depende de la compresibilidad del suelo.

- ***Resistencia al cortante***. Los parámetros de resistencia son básicos para los análisis de estabilidad de taludes (Cálculo de factores de seguridad). Los ensayos de resistencia al cortante se requieren en todos los casos.

- ***Ensayo de mineralogía***. En los taludes con presencia de suelos arcillosso, se requiere identificar el tipo de arcilla para realizar el modelo conceptual de comportamiento.

Importancia de los Ensayos de Mineralogía

Los ensayos de mineralogía son muy importantes para el análisis conceptual de la estabilidad de taludes en suelos arcillosos.

Por ejemplo, en las arcillas marinas sensitivas la Illita presenta problemas graves de estabilidad, mientras la Montmorillonita y la Kaolinita presentan problemas menores. En los suelos volcánicos, la aloisita y la esmectita determinan el comportamiento de los taludes.

Igualmente las proporciones de sodio, potasio y calcio son determinantes en la estabilidad de las arcillas. Los métodos más importantes para analizar la mineralogía de las arcillas son los siguientes:

- *Difracción de rayos X.* El ensayo consiste en obtener el patrón de difracción de la fracción de arcilla y se compara con patrones de difracción de arcillas conocidas.

- *Análisis termo-diferencial.* El ensayo utiliza las propiedades térmicas de los materiales a medida que aumenta la temperatura. A ciertas temperaturas ocurren reacciones de los minerales, lo cual permite su identificación.

- *Análisis petrográfico.* Consiste en la identificación de minerales utilizando un microscopio electrónico. En forma óptica, se pueden identificar los diversos minerales.

- *Determinación de una superficie específica*

- *Análisis químico.* Permite determinar los óxidos libres, los hidróxidos, los constituyentes amorfos y la materia orgánica.

- *Capacidad de intercambio catiónico.* Este ensayo permite diferenciar los cationes intercambiables y de esta forma, identificar el material arcilloso.

- *Ensayo de decoloración.* Utilizado en microscopia para la identificación de arcillas.

REFERENCIAS CAPÍ TULO 11

Abramson L. W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G. M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Soins, Inc. New York. pp 712.

Achilli. V., Anzidei. M., Baldi. P., Marsella. M., Mora. P., Targa, G., Vettore, A., Vittuari, L., (1997). "GPS and digital photogrammetry: an integrated approach for monitoring ground deformations on a volcanic area". Int. Soc. Photogramm. Remote Sens.-Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. 32 (Part 6W1), 1– 5.

Anon (1995). "Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations, US Army Corps of Engineers", USACE Publication Depot, attn: CEIM-IM-PD 2803 52nd Ave. Hyattsville, MD 20781-1102, USA.

ASTM, (1951). "Symposium of surface and subsurface reconnaissance". Special Technical Publication 122, Philadelphia, Pa., 228 p.

Baldi, P., Bonvalot, S., Briole, P., Marsella, M., (2000). "Digital photogrammetry and kinematic GPS applied to the monitoring of Vulcano Island", Aeolian Arc, Italy. Geophys. J. Int. 142, 801– 811.

Blaha P. (1996). "Geoacoustic method and slope deformations". Proceedings of the Seventh International Symposium on Landslides. Trondheim, pp. 1521-1524.

Blyth, F. G. H., M. H. de Freitas (1984). "A Geology for Engineers", 7th ed. London: Elsevier.

Bogoslovsky, V.A., Ogilvy, A.A., (1977). "Geophysical methods in the investigation of landslides".

Broms, B.B. (1980). "Soil sampling in Europe: State of the art". Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 106 No. G1, pp. 65-98

Brunsden, D. Doornkamp, J.C. , Fookes, P.G. , Jones, D.K.C. , Kelly, J.M.H. (1975). "Large scale geomorphological mapping and highway engineering design". Quarterly Jnl. Engineering Geology, 8: 227-253.

Cedergren H.R. (1967) "Seepage, Drainage and Flow Nets". John Wiley, New York.

Chandler, J.H., (1999). "Effective application of automated digital photogrammetry for geomorphological research". Earth Surf.

Cook, J.R. (1988). "The field description and identification of tropical residual soils". Proceeding of the Second International conference on geomechanics in tropical soils Singapore, pp.3-10.

Cornforth D. H. (2005). "Landslides in practice Investigation Analysis and Remedial/Preventative Options in Soils". John Wiley & Sons, inc. Hoboken, New Jersey. p 596.

Crozier, M. J. (1984). "Field Assessment of Slope Instability". D. Brunsden and D.B. Prior, Eds. New York: Wiley.

Cummings, D. y B. R. Clark (1988) "Use of Seismic Refraction and Electrical Resistivity Survey in Landslide Investigations". Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol XXV, N° 4, pp. 459-464.

Deere, D.U. (1963). "Technical Description of rock cores for engineering purposes". Rock mechanics and engineering geology, Vol. 1, pp. 18-22.

Diamond Core Drill Manufacturers Association, Inc., (1991). "DCDMA Technical Manual".

Drazba M. C., Inglish A. R., Burns S. F. (2007). "Mapping landslide thresholds using Lidar, West hills of Portland", Oregon. 1st North American Landslide Conference, Vail Colorado. pp. 1888-1895

Eeckhaut, V. D. M. , Poesen. J., Verstraeten. G., Vanacker. V., Nyssen. J., Moeyersons. J., Van Beek. L. P. H., Vandekerckhove. L. (2006). "Use of LIDAR-derived images for mapping old landslides under forest" . Earth Surf. Process. Landforms 32, 754-769.

Falls J. N. , Wills C.J., Hardin B. C., (2006). "Landslides in the Highway 299 corridor between Blue Lake and Willow Creek, Humboldt County, California" California Geological Survey Special Report 195, 56 p.

FHWA (1988). "Highway slope maintenance and slide restoration workshop". FHWA. U.S. Department of Transportation. Report FHWA-RT-88-040.

Flaate, K. (1966). "Factors Influencing the Results of Vane Tests". Canadian Geotechnical Journal, Vol 3, N° 1, pp. 18-31.

Friedel S., Thielen A., Springman S.M. (2006). "Investigation of a slope endangered by rainfall-induced landslides using 3D resistivity tomography and geotechnical testing" Journal of Applied Geophysics v. 60 pp.100–114.

Geological Society of London. (1990). "Tropical residual soils: Report of the Geological Society engineering group working party on tropical residual soils". Quarterly Journal of engineering geology, Vol. 23, No. 1, pp. 1-101.

Geotechnical Engineering Office (1984). "Geotechnical manual for Slopes", Hong Kong, 306 p.

Godio A., Bottino G. (200l). "Electrical and Electromagnetic Investigation for Landslide Characterisation". Phys. Chem. Earth Vol. 26, No. 9, pp. 705-710, Published by Elsevier Science Lid.

Gold RD. (2004). "A Comparative Study of Aerial Photographs and LIDAR Imagery for Landslide Detection in the Puget Lowland, Washington." Washington Division of Geology and Earth Resources. Open File Report 2004-6.

Hack. R. (2000). "Geophysics for slope stability". Surveys in Geophysics vol 21, pp 423-448.

Hawkins, A.B. (1996). "Observation and analysis of ground conditions in the Jurassic Landslip terrain of southern Britain". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp. 3-16.

Heipke, C., (1995). "State-of-the-art of digital photogrammetric workstations for topographic applications. Photogramm". Eng. Remote Sens. 61 (1), 49– 56.

Hruska J , Hubatka F . (2000). "Landslides investigation and monitoring by a high performance ground penetrating radar system" Eighth Intl. Conference on Ground Penetrating Radar, David A. Noon, Glen F. Stickley, Dennis Longstaff, Editors, SPIE Vol. 4084 .

Hunt, R.E. (1984). "Geotechnical engineering investigation manual". Mc Graw Hill, New York, 983 pp.

Hvorslev, M.J. (1949). "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes". U.S. Army Corps of engineers, Waterways experiment station, Vicksburg, Miss., 521 pp.

Janbú, N. (1996). "Slope stability evaluations in engineering practice". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 17-34.

Jurich, D.M. (1985). "Analysis of soil slopes utilizing acoustic emissions". Master of engineering report ER-3138. Colorado School of Mines, Goldes, 168 pp.

Kavaya M. (1999). "Lidar Tutorial". http://www.ghcc.msfc.nasa.gov/sparcle/sparcle_tutorial.html (August 2, 1999)

Keaton J.R., DeGraff J.V. (1996). "Surface observation and geologic mapping". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. pp. 178-230.

Kraus, K., (1993). "Digital photogrammetry". Photogrammetry, vol. 1. Ferd. Du¨mmlers Verlag, Bonn, pp. 344– 378.

Mantovani, F., Soeters, R., Van Westen, C. J. (1996). "Remote sensing techniques for landslide studies and hazard zonation in Europe". Geomorphology, vol. 15, p. 213-225.

Marchetti S. (1980). "In situ tests by flat dilatometer". Journal of the Geotechnical Engineering Division, SCE, Vol. 106 No. GTE, pp. 299-321.

Mauritsch H. J., Seiberl W. Arndt R. Romer A. Schneiderbauer K. Sendlhofer G. P. (2000) "Geophysical investigations of large landslides in the Carnic Region of southern Austria" Engineering Geology v 56 pp. 373–388.

McCann D.M., Forster, A. (1990). "Reconnaissance geophysical methods in landslide Investigations" Engineering Geology, 29 59-78 59 Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam

McCauley M.L. (1976), "Microsonic detection of landslides". In transportation research record 581, TRB, National research council, Washington, D.C., pp.25-30.

McGuffey V.C.. Modeer V.A. Turner A.K. (1996). "Surface exploration". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. pp. 231-277.

Navfac (1982). "Foundations and Earth Structures Design Manual 7.2." Department of the Navy, Alexandria, Virginia.

Navfac (1982) "Design Manual DM-7.1: Soil Mechanics," Department of the Navy, Alexandria, Virginia.

Novosad, S., Blaha, P. y Kneijzlik, J., (1977). "Geoacoustic methods in slope stability investigations". Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., v. 16: pp. 229-231.

Osterberg, J. O (1973). "Determination of Relative Density Below Groundwater Table," Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM Special Technical Publication 523, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp 364-376.

Ouattara T., Couture R., Bobrowsky P.T., Moore A. (2004). "Remote Sensing and Geosciences". Geological Survey of Canada. Open file 4542. 103 p.

Palmer, D. F., S. L. Weisgarber (1988). "Geophysical Survey of the Stumpy Basin Landslide, Ohio", Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol XXV, N°3, pp. 363-370.

Parkhurst S. (2000). "Risk assessment and quantification of slope conditions based upon site insopection surveys". 8th International Symposium on Landslides Cardiff. pp 1171-1176.

Pearson, R., Money M.S. (1977). "Improvements in the Lugeon or packer permeability test". Quarterly Journal of Engineering Geology, vol. 10, pp 221 - 239.

Peck, R.B. W.E., Hanson W.E., Thornburn T.H. (1974). "Foundation Engineering". Wiley.

Rib, H. T., T. Liang, (1978). "Recognition and Identificacion in Landslides". Analysis and Control, Special Report 176, R. Schuster and R. J. Krizek, Eds. Washington, DC: Transportation Research Board, National Academy of Sciences.

Rogers, D. (1989). "Topographic Expression of Landslide-Prone Terrain", Reprint from the 9th National Short Course on Slope Stability and Landslides, San Diego, California.

Rottensteiner, F., (1996). "Three dimensional object reconstruction by object space matching". Int. Soc. Photogramm. Remote Sens.-Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. 31 (Part B3), pp. 692–696.

Sandmeier, K.J.: (2000). "Refra, Computer Program for Refraction Seismic Interpretation", Zipser Str.1,76227 Karlsruhe, Germany.

Scanvic, J. Y., Rousseau, O., Colleau, A. (1990). "SPOT, outil d'aménagement: exemple de réalisation par télédétection et analyse multicrère d'une cartographie des zones sensibles aux mouvements de terrains. Le site de La Paz - Bolivie. Rapport BRGM R 31522 , Service de la géologique nationale, Département de la télédétection, Orléans, Cedex", France. 160p.

Sowers, G. F., D. L. Royster (1978). "Field Investigacion in Landslides: Analysis and Control", Special Report 176, R. L. Schuster y R. J. Krizek, Eds. Washington, DC: Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Chapter 4.

Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, R.E., Keys, D.A.: (1990), "Applied Geophysics", Cambridge University Press, Cambridge, 770 pp.

Terzaghi, K., R. B. Peck (1967). "Soil Mechanics in Enginering Practice". New York: Wiley.

Japan Landslide Society National Conference of Landslide Control (1996). "Landslides in Japan", pp.57

Tomo, V.: (2000), "Computer Program for Refraction Seismic Interpretation", Geotomo LLC, 3354 Rogerdale Road, Suite 9111, Houston, Texas 77042, USA.

USBR (1974). "Earth manual, 2nd. Ed. Bureau of reclamation", U.S. Department of the interior, Denver, Colo, 810 pp.

Van Westen, C.J. (2004). "Geo-information tools for landslide risk assessment". Proc. 9th Int. Symp. On Landslides, Balkema . pp. 39-56

Vargas, G. C. (1992). "Méthodologie pour l'établissement de carte de sensibilité aux mouvements de terrain fondée sur l'utilisation d'un couple stéréoscopique SPOT XS / 62 TM. Application à la région de Paz del Rio (Colombie)". Procedeengs, primero simposio Internacional sobre Sensores Remotos y Sistema de Informacion Geografica para el estudio de Riesgos Naturales, Bogotà, p. 201-220

Wineland, J. D. (1975). "Borehole Shear Device". Proceedings of Special Conference In Situ Meassurement of Soil Properties, ASCE, Vol 1, Raleigh, North Carolina, pp. 511-522.

Capítulo 12

Instrumentación y Monitoreo

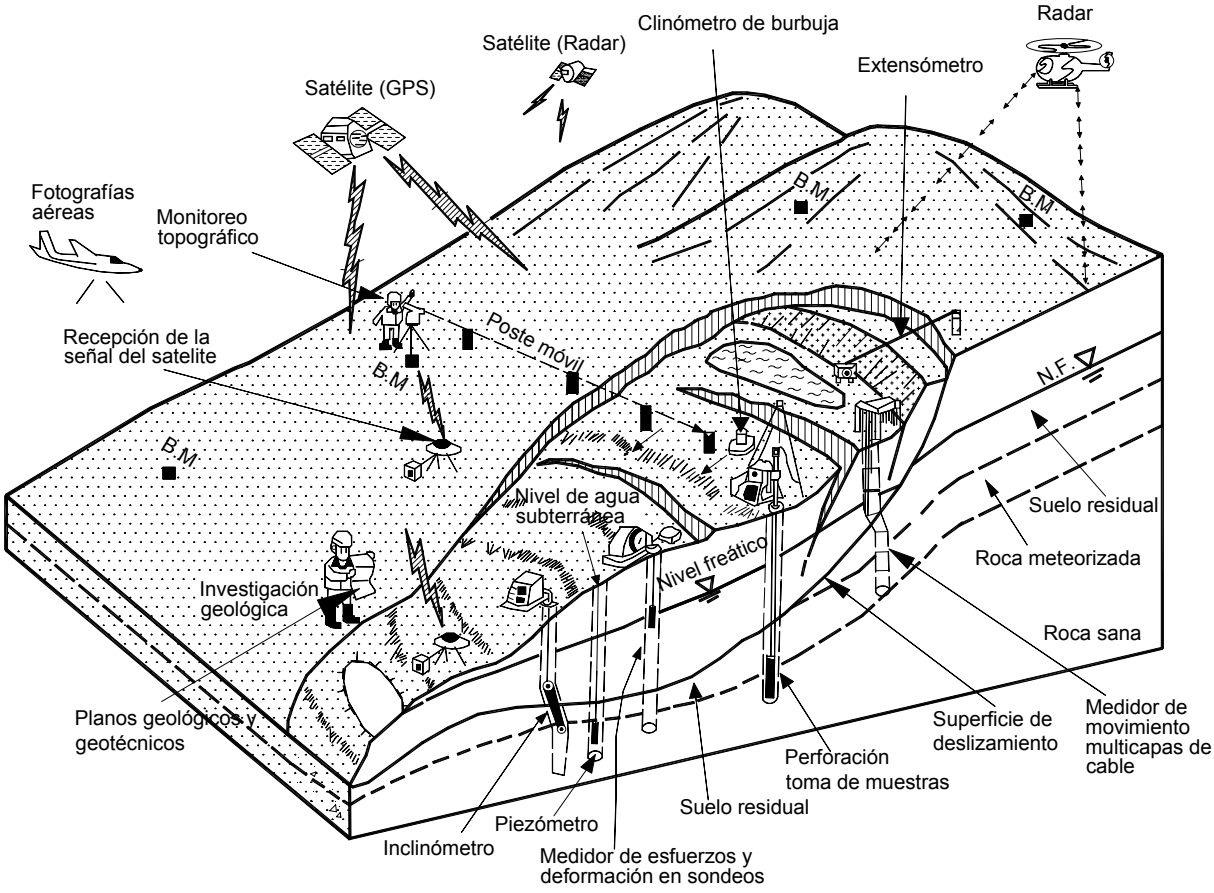


Figura 12.1 Estudio y monitoreo de deslizamientos.

La instrumentación tiene por objeto monitorear en el tiempo, el comportamiento de un talud o un deslizamiento (Figura 12.1). La utilidad de la instrumentación de campo, radica en la posibilidad de obtener información del comportamiento del talud (con el tiempo) y medir algunos parámetros geotécnicos que controlan el mecanismo de falla.

Planeación del Programa de Monitoreo

El primer paso en la planeación de un programa de instrumentación es determinar:

- Qué tipos de medición se requieren.
- Seleccionar el instrumento específico que mejor se adapte a las necesidades del talud estudiado.
- Planear la localización, número y profundidad de la instrumentación.
- Escoger la metodología de lectura de las mediciones.
- Tomar decisiones sobre el manejo y la presentación de los datos obtenidos.

Antes de diseñar el programa de monitoreo, se requiere tener claridad sobre las causas del deslizamiento y los límites probables del movimiento en cuanto a profundidad y extensión en planta. Adicionalmente, se requiere conocer la geología, el sistema de lluvias, etc., lo cual equivale a tener avanzado el estudio del deslizamiento, en un gran porcentaje.

Previamente a la instalación de los instrumentos, se deben haber planteado los probables mecanismos de falla. Lo que se pretende con un programa de monitoreo, es corroborar la validez o no, de las teorías propuestas y la cuantificación de ciertos parámetros y procesos.

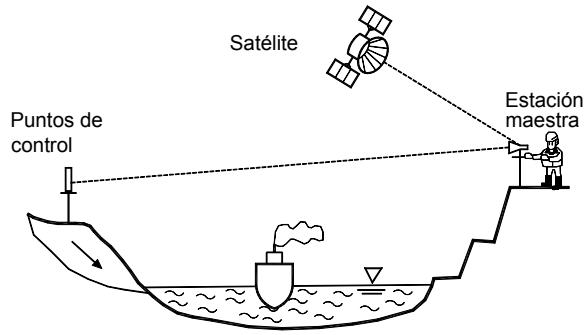


Figura 12.2 Vigilancia del deslizamiento de Cucaracha en el Canal de Panamá con mediciones electro-ópticas (Reyes, 1996).

Objetivos de la Instrumentación

Las situaciones típicas en las cuales se requiere la instrumentación, son las siguientes:

- Determinación de la profundidad y forma de la superficie de falla en un deslizamiento activo.
- Determinación de los movimientos laterales y verticales dentro de la masa deslizada.
- Determinación de la rata o velocidad de deslizamiento y el establecimiento de mecanismos de alarma.
- Monitoreo de la actividad de cortes o rellenos e identificación de los efectos de una determinada construcción.
- Monitoreo de los niveles de agua subterránea o presiones de poros y su correlación con la actividad del deslizamiento.
- Colocación de medidores y comunicación a un sistema de alarma.
- Monitoreo y evaluación de la efectividad de los diferentes sistemas de estabilización o control.

TIPOS DE INSTRUMENTO

Los instrumentos más comúnmente empleados en la investigación y monitoreo de deslizamiento, son los siguientes:

- Control topográfico de puntos determinados. Se utiliza equipo estándar de topografía.
- Extensómetros superficiales. Pueden ser metálicos, de madera, eléctricos o plásticos.
- Inclinómetros. Miden la deformación horizontal del suelo a profundidad.

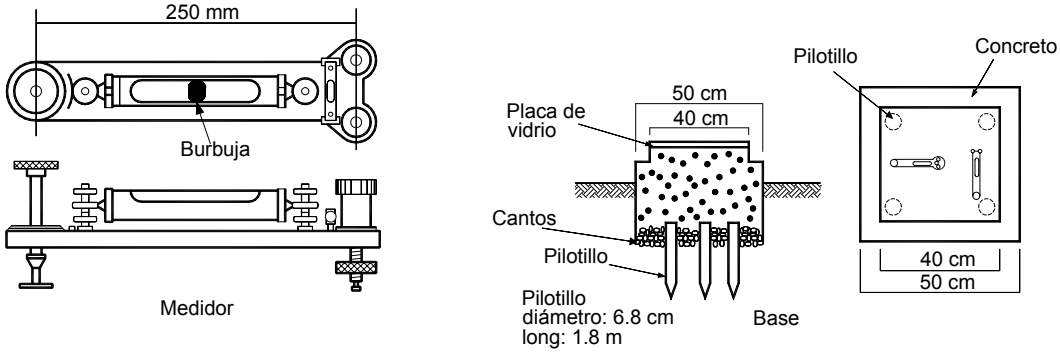


Figura 12.3 Medidor de verticalidad.

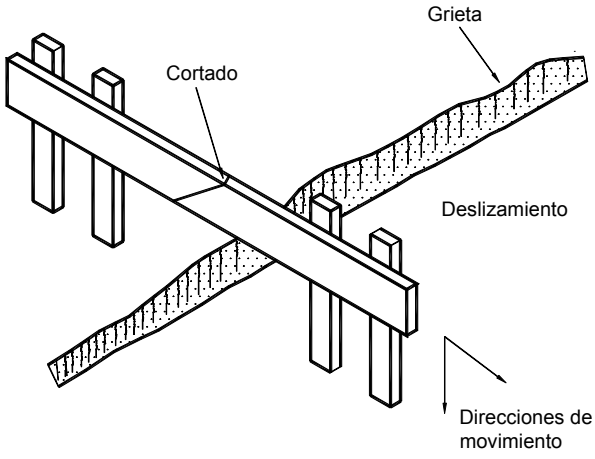


Figura 12.4. Equipo sencillo, en madera, para medir los desplazamientos (Japan Landslide Society, 1996).

- Extensómetros. Ubicación de éstos en varios puntos de control a profundidad.
- Detectores de superficie de falla. Pueden ser estacas de madera, cintas eléctricas o extensómetros.
- Monitores de vibración.
- Piezómetros. Miden el nivel de agua o la presión de poros.
- TDR (Reflectometría de ondas eléctricas).

Equipos Convencionales de Topografía

El sistema más común de instrumentación, es el monitoreo topográfico. Se pueden utilizar equipos ópticos o electrónicos para determinar los movimientos laterales y verticales de los taludes. Para ello, se colocan BMs en sitios estables y una serie de puntos de medición en la zona deslizada (Figura 12.2).

Se puede realizar mediciones diarias empleando tubos que se insertan dentro del deslizamiento; de esta forma, se pueden medir las deformaciones relativas, movimientos de grietas, etc.

Las medidas son relativas con referencia a un BM fijo. Los movimientos absolutos de una serie de puntos se pueden obtener repitiendo las mediciones con determinados períodos de tiempo. Es muy importante que la medición sea precisa y es común que se presenten errores relacionados con la precisión de los equipos y la calidad de los procesos de medición. Para evitar errores, es importante que las medidas se repitan siempre con el mismo equipo y con los mismos topógrafos. Adicionalmente, es importante asegurarse que el BM se encuentre sobre un área estable y en lo posible, sobre afloramientos de roca.

GPS Diferencial (DGPS)

El DGPS se está utilizando con frecuencia para monitorear los movimientos superficiales de deslizamientos. Una estación base, en un sitio conocido, se utiliza para hacer las correcciones y refinamientos de una o varias estaciones móviles. Todas las estaciones emplean el mismo sistema satelital.

El DGPS relaciona observaciones a estaciones móviles desconocidas, con observaciones simultáneas en la estación base conocida. A medida que las señales son monitoreadas, los errores pueden sugerir que la estación base se está moviendo, pero lo que realmente está ocurriendo, son los movimientos de las estaciones móviles. Todas las mediciones se relacionan a la estación base. Mientras la posición sea definida en forma relativamente precisa, los otros movimientos internos serán consistentes.

Un valor asumido de latitud y longitud puede ser utilizado sin afectar la calidad de las mediciones internas. En condiciones favorables, se consigue una precisión mejor que un centímetro; sin embargo, la precisión de DGPS puede deteriorarse considerablemente donde la superficie del terreno está cubierta de árboles o en épocas de condiciones climáticas desfavorables.

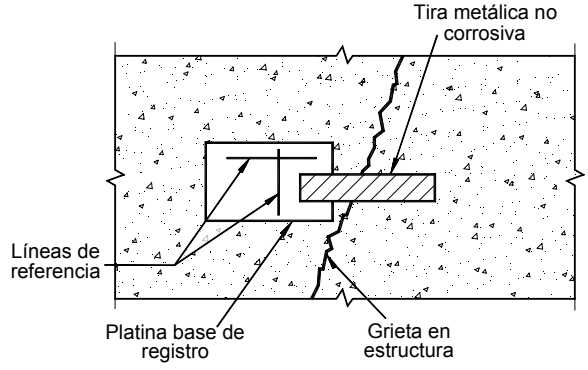


Figura 12.5 Medidor de tira metálica (Dumnicliff, 1988).

Medidor Superficial de Inclinación

Los medidores superficiales de inclinación se utilizan para determinar la rotación o la inclinación de un punto en la superficie del terreno. Su uso más común es para monitorear movimientos de taludes en minas de cielo abierto, carreteras y ferrocarriles (Mikkelsen, 1996).

Los medidores de inclinación utilizan sensores electrolíticos o servoacelerómetros. Los sensores electrolíticos tienen una mayor sensitividad, pero los servoacelerómetros tienen un mayor rango.

Medidor de Verticalidad

La medición de la verticalidad es útil para determinar la deformación de la cabeza y en ocasiones, del pie del movimiento y de esta forma, evaluar la posibilidad de deformaciones futuras. El equipo consiste de un nivel de agua capaz de medir las componentes NS y EW (Figura 12.3).

Extensómetros Horizontales

Los extensómetros permiten medir los movimientos horizontales relativos y los cambios en la amplitud de las grietas. El extensómetro es utilizado para medir el movimiento relativo comparando la distancia entre dos puntos de una forma manual o automática. Los extensómetros, generalmente, se instalan a través del escarpe principal o a través de las grietas, para determinar su movimiento.

Colocando una serie de extensómetros interconectados desde el escarpe principal hasta la punta del deslizamiento, se puede determinar en forma clara, el movimiento de los bloques individuales dentro del movimiento general.

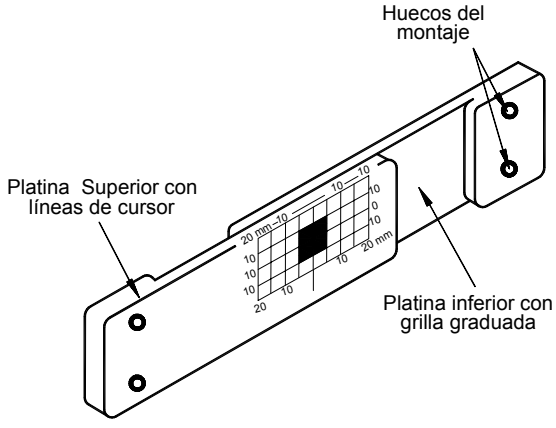


Figura 12.6 Medidor de grilla graduada.

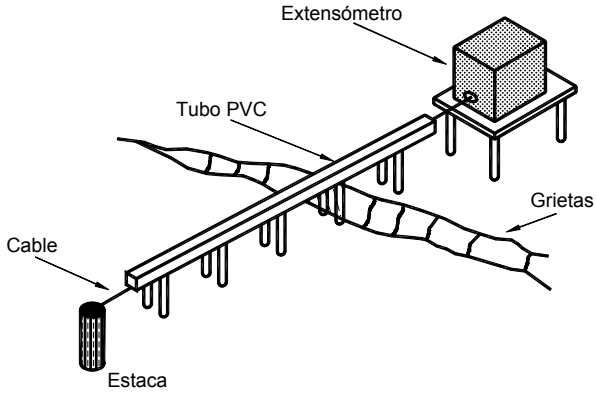


Figura 12.7 Diagrama de instalación de un extensómetro horizontal.

Las mediciones deben tener una precisión mínima de 0.2 mm y deben relacionarse con los datos de lluvia diaria.

Detector de agrietamientos

Sirven para medir la ampliación de grietas o extensiones horizontales, con el transcurso del tiempo. En las rocas el cambio de espaciamiento de las juntas se puede medir con este sistema.

Generalmente, se colocan dos guías mayores, o marcas, a lado y lado de la grieta y periódicamente, se toman medidas de su separación. Un sistema común es la colocación de unos elementos en madera a ambos lados del movimiento, unidos por un elemento que permita la medición de las deformaciones (Figura 12.4). En ocasiones, se utiliza una placa de vidrio, la cual se rompe si ocurre un movimiento.

Placas metálicas o plásticas

Se pueden emplear láminas plásticas transparentes montadas a lado y lado de la grieta, o placas metálicas. Un medidor sencillo consiste en una tira metálica que se puede deslizar sobre una lámina en la cual se miden las deformaciones (Figura 12.5). Los movimientos pueden medirse en tres direcciones; dos sobre la lámina y un tercero que mide la separación entre la lámina y la tira metálica, es decir, la separación entre los dos elementos.

Medidores de grilla graduada

Los medidores de grilla graduada también se conocen como medidores calibrados y consisten en dos láminas transparentes plásticas traslapadas una a cada lado de la discontinuidad (Figura 12.6).

Las láminas contienen una grilla, que permite determinar la posición de una lámina con respecto a la otra y medir los desplazamientos.

Medidores mecánicos de deformación

Los medidores mecánicos permiten medir los movimientos, en forma precisa, entre dos puntos de anclaje. El sistema consiste en la colocación de una varilla de madera, aluminio o acero; uno de los puntos se fija al sitio de anclaje y el otro puede moverse como se indica en la figuras 12.7 y 12.8.

Deformímetros eléctricos

Los deformímetros eléctricos permiten mediciones muy precisas. Existen diferentes sistemas de medición eléctrica de deformaciones, los cuales generalmente utilizan transductores con precisión entre 0.0025 y 0.01 milímetros.

Los deformímetros eléctricos son más costosos que los mecánicos y su rango también es limitado, dependiendo del transductor eléctrico. Por otra parte, las lecturas pueden afectarse por cambios de temperatura u otras condiciones ambientales (Figura 12.9).

Extensómetros Verticales

Los extensómetros verticales (o medidores de deformación vertical) miden el aumento o disminución de la longitud de un cable que conecta varios puntos anclados dentro de una perforación y cuya distancia de separación, es conocida aproximadamente. Generalmente, se colocan unos pesos para mantener la tensión en los cables. El fondo del cable debe estar en el suelo o en roca dura y estable (Figuras 12.10 y 12.11).

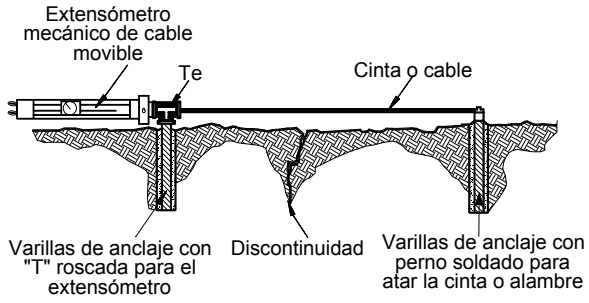


Figura 12.8 Medidores mecánicos de deformación (Dumnicliff, 1988).

Los extensómetros verticales son muy útiles para determinar movimientos de la superficie de falla cuando las deformaciones son mayores de cinco centímetros, caso en el cual, los inclinómetros no se pueden utilizar por la imposibilidad de la entrada del equipo medidor, al tubo del inclinómetro. El sistema es simple y permite mediciones frecuentes con facilidad.

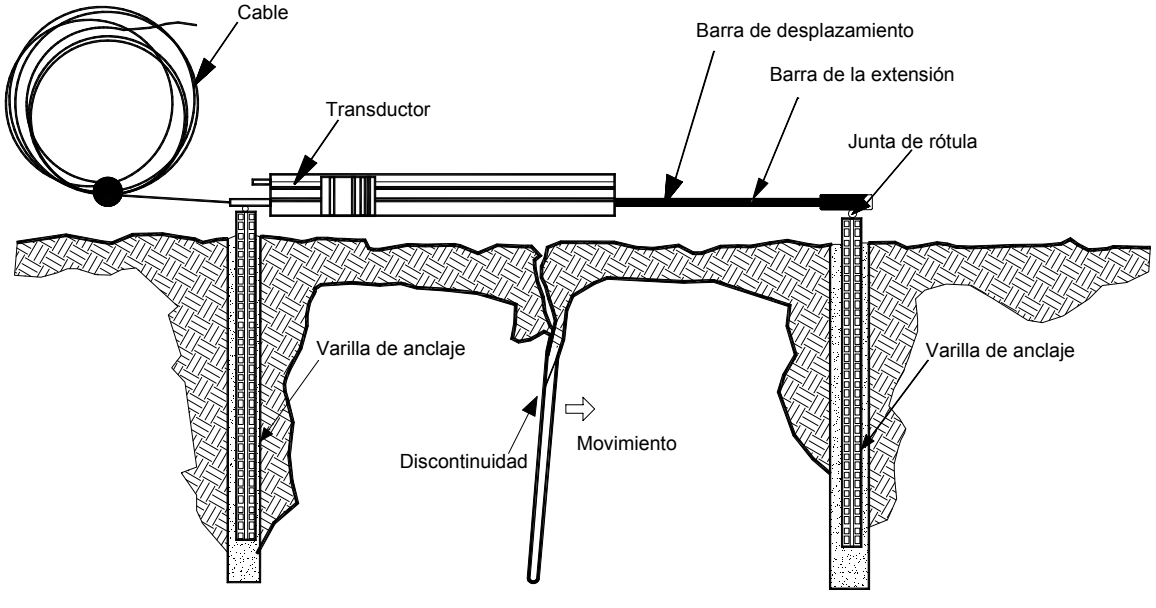


Figura 12.9 Medidor eléctrico para deformaciones de grietas (Dumnicliff, 1988).

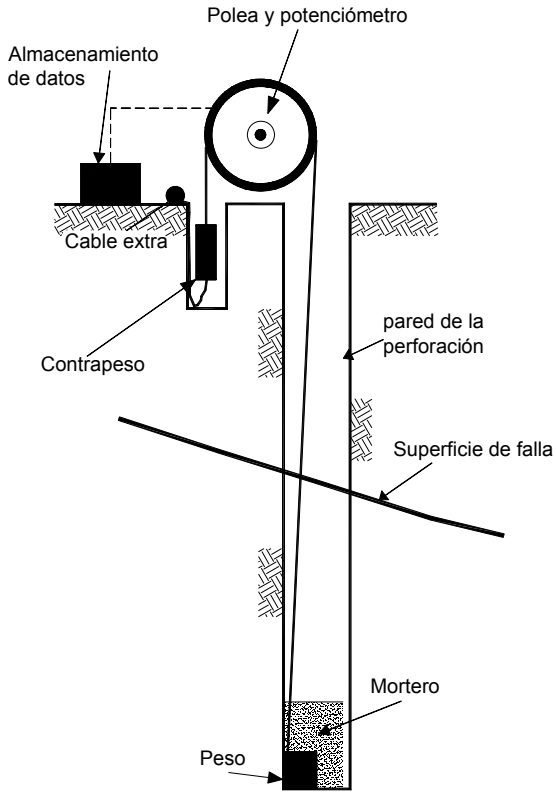


Figura 12.10 Extensómetro vertical sencillo para medir el desplazamiento de la superficie de falla (Corominas y otros, 2000).

Generalmente, los desplazamientos medidos son menores que los reales, debido a la deformación del ducto y el cable (Corominas y otros, 2000).

Los extensómetros pueden ser sencillos o multipunto (Figura 12.12). La instalación de éstos últimos es compleja y se requiere calibrar las tensiones para una medición correcta. El movimiento relativo puede medirse en forma mecánica o en forma eléctrica.

La mayoría de los extensómetros multipunto contienen hasta 5 sensores. Éstos se encuentran conectados a un cable multi-conductor, el cual permite las lecturas desde la superficie.

Tiras de Cortante

Las tiras de cortante consisten en un circuito eléctrico paralelo, hecho de resistores montados sobre una cinta frágil, la cual se coloca dentro de una perforación. Las profundidades a las cuales se rompe la tira frágil, se miden determinando la resistencia eléctrica.

Los resistores se pueden colocar a intervalos que se requieran, pero son comunes los espaciamientos cada metro. El máximo número de resistores aproximadamente es de 100 (Figura 12.13).

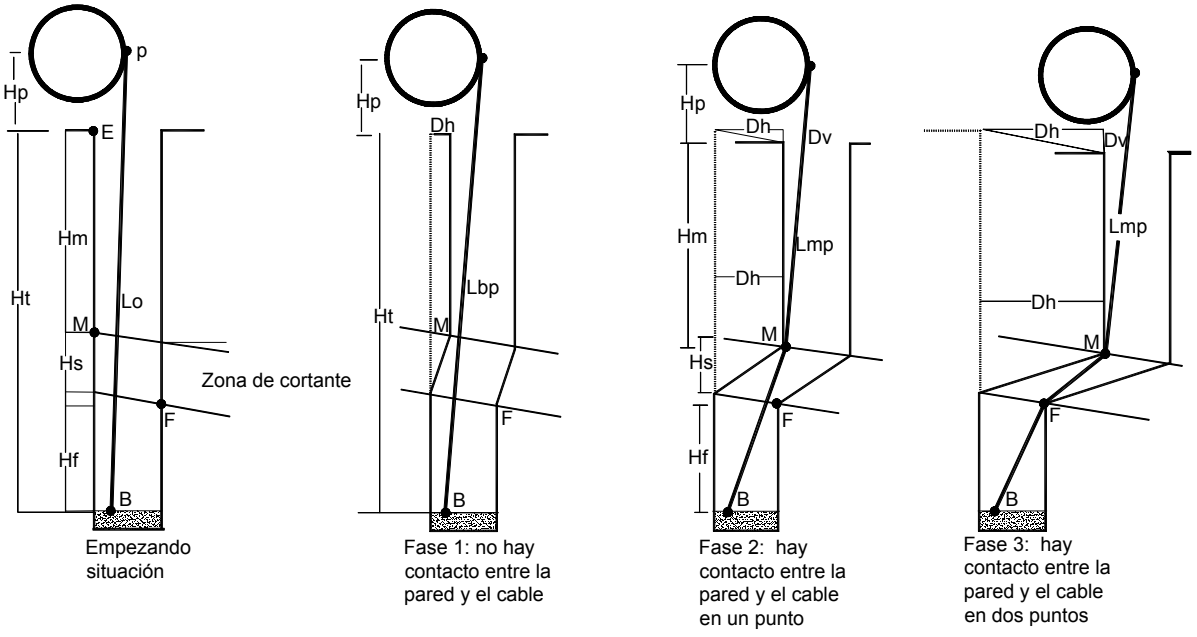


Figura 12.11 Esquema de la medición del desplazamiento, en la superficie de falla, donde se emplea un extensómetro vertical (Corominas y otros, 2000).

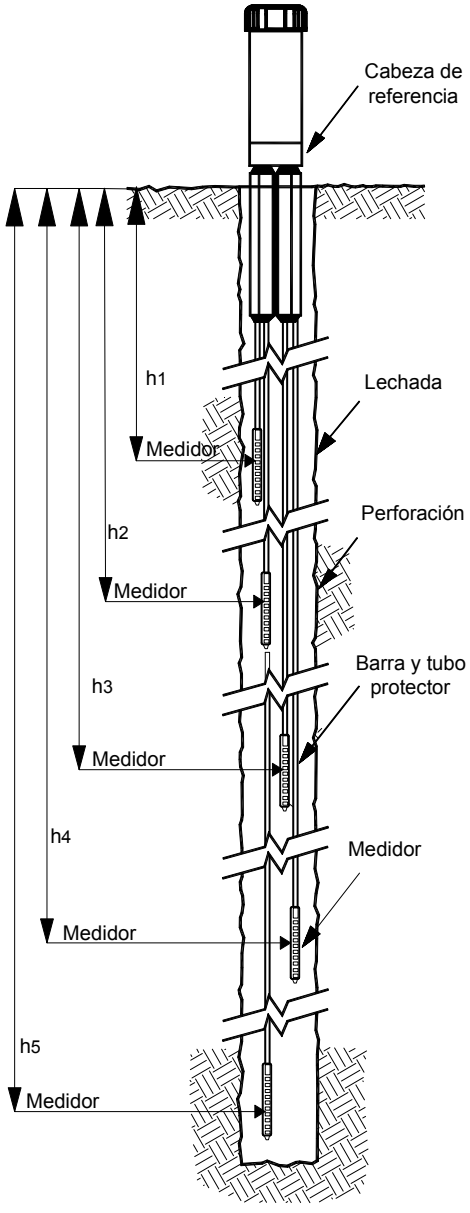


Figura 12.12 Diagrama de un extensómetro multipunto (Abramson y otros 2002).

Detectores de Superficie de Falla

Los indicadores de superficie de falla son instrumentos para determinar la profundidad y/o la extensión de las zonas de cortante. Se pueden utilizar extensores muy sencillos y económicos o extensómetros más precisos y costosos.

Estacas profundas de madera

Consisten en estacas que se entierran en el suelo a profundidades superiores de la superficie de falla. Después de que se hayan presentado movimientos, se retira la estaca para determinar a qué profundidad se presentó la rotura del elemento de madera. Este sistema, aunque es muy económico, puede resultar impreciso, debido a que es común que la madera se rompa durante la colocación o la extracción.

Detector de tubo metálico

El detector de movimiento de tubo metálico es un sistema muy sencillo, que consiste en una varilla de 25 mm de diámetro aproximadamente, la cual se inserta en un hueco de perforación. Tubos metálicos de longitudes cada vez mayores se bajan por la perforación hasta que la curvatura del sondeo no permita el paso del tubo.

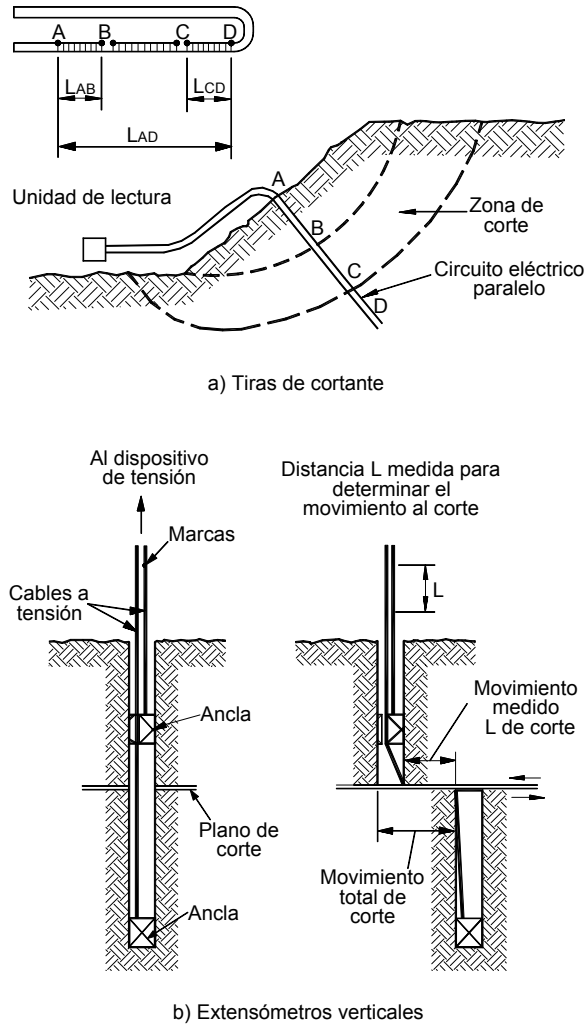


Figura 12.13 Esquema de las tiras de cortante y los extensómetros verticales (Dumnicliff, 1988).

De esta forma, se puede detectar la superficie de falla en un talud inestable. Utilizando tubos de diferentes longitudes se puede determinar la curvatura del tubo en el sondeo.

LOS INCLINÓMETROS

El inclinómetro mide el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud y de esta manera, se calcula la distribución de los movimientos laterales (figura 12.14).

De esta manera, se puede determinar la profundidad de la superficie de falla y la dirección y magnitud de los desplazamientos.

Un sistema de inclinómetro está compuesto por cuatro componentes principales (Figura 12.15 a 12.18):

- *Un tubo guía de plástico, acero o aluminio, instalado dentro de una perforación.* Este tubo tiene unas guías longitudinales para orientar la unidad sensora. Generalmente, se utilizan diámetros de tubo entre 1.5 y 3.5 pulgadas.

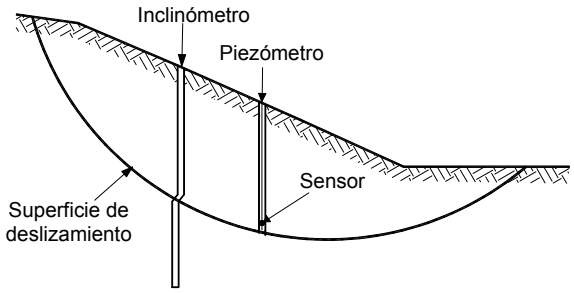


Figura 12.14 Monitoreo de deslizamientos utilizando inclinómetros y piezómetros (Abramson y otros, 2002).

- *Un sensor portátil montado sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre la guía del tubo.* El inclinómetro incorpora dos servo-acelerómetros con fuerzas balanceadas para medir la inclinación del instrumento.

- *Un cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie.* Generalmente, el cable está graduado para el control superficial. El cable tiene un núcleo de acero para minimizar las deformaciones;

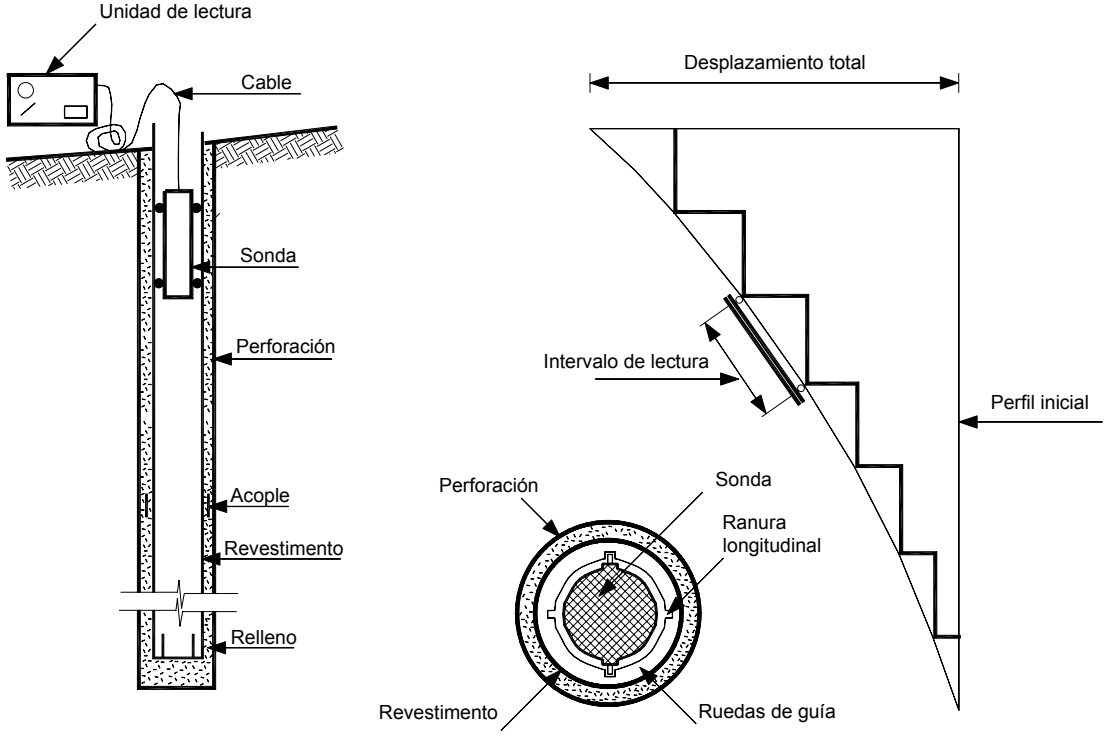


Figura 12.15 Esquema de un inclinómetro (Hanna, 1985).

los cables eléctricos se encuentran espaciados alrededor y unidos al núcleo. La cubierta exterior es de neopreno y permanece siempre flexible. El cable tiene unas marcas para medir profundidades. Estas medidas están relacionadas hasta la mitad de la altura del torpedo. Superficialmente, el cable se maneja con una polea, que tiene unas tenazas para sostenerla. Se recomienda siempre, trabajar con la polea para evitar el riesgo de que el cable pueda torcerse al sostenerlo.

- *Un equipo de lectura en la superficie (que sirve de proveedor de energía) recibe las señales eléctricas, presenta las lecturas y en ocasiones, puede guardar y procesar los datos.* El equipo de lectura es compacto y está sellado contra la humedad. La memoria puede guardar hasta 40 mediciones completas. La unidad también puede realizar chequeos y revalidar la información. En oficina, los datos del inclinómetro se descargan en un computador.

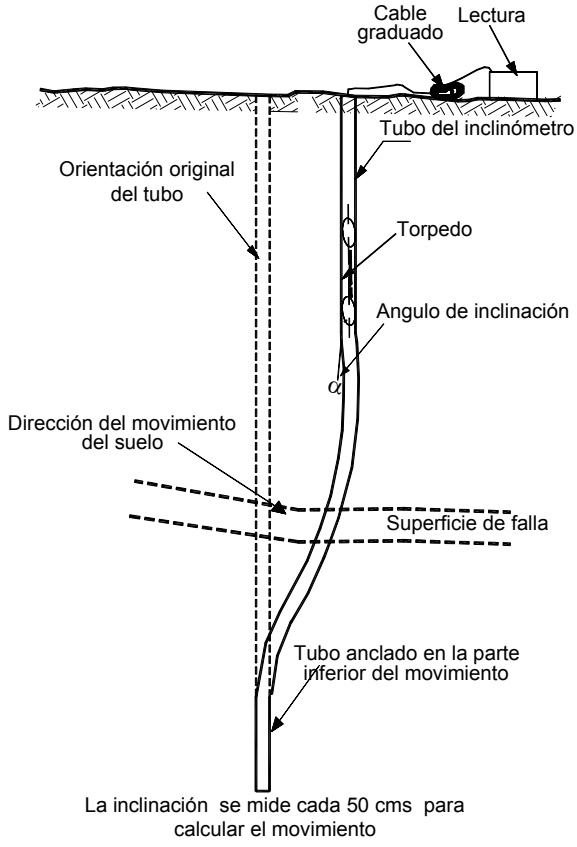


Figura 12.16 Esquema del desplazamiento de un inclinómetro (Adaptado de Abramson y otros, 2002).

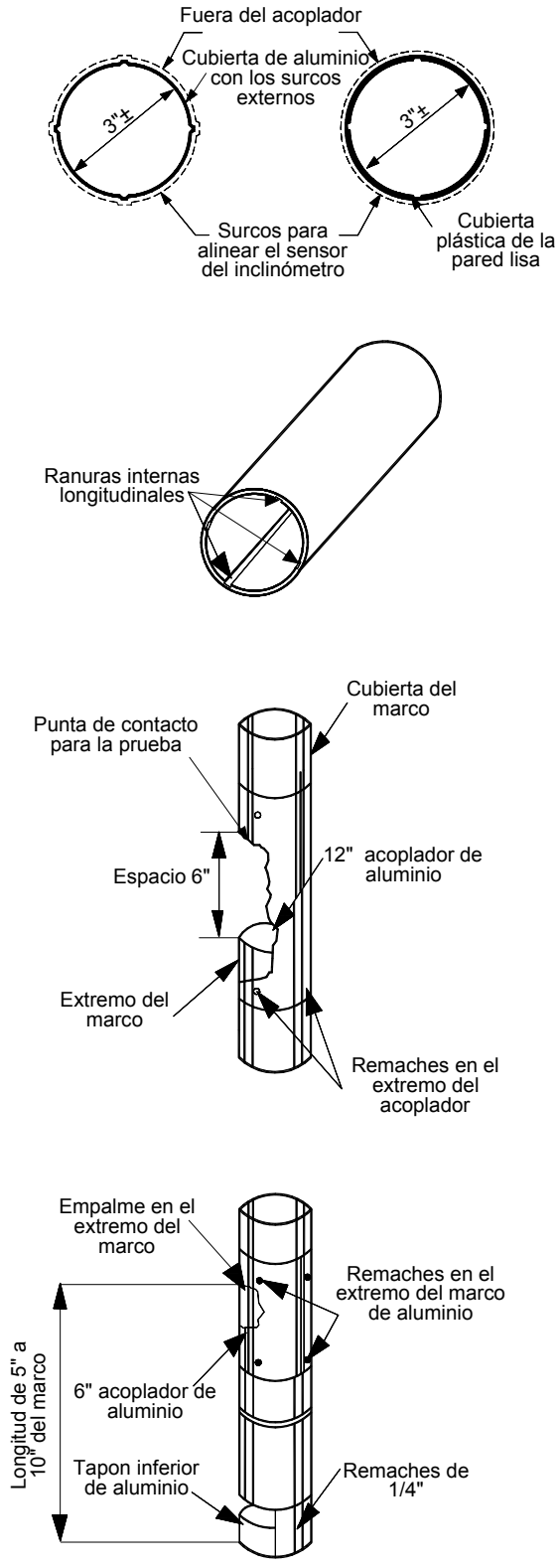


Figura 12.17 Detalles de la tubería del inclinómetro (Abramson y otros, 2002, Cornforth, 2005).

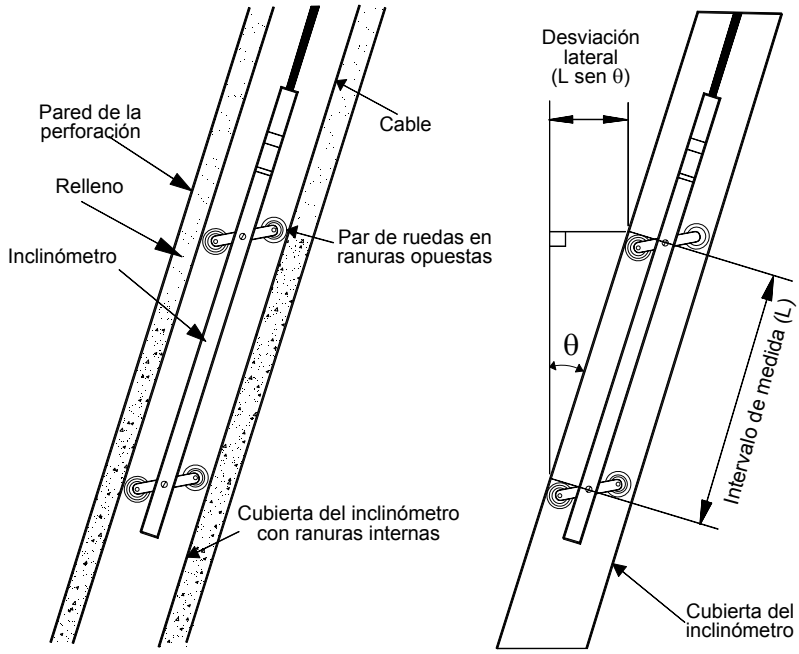


Figura 12.18 Sistema del inclinómetro (Cornforth, 2005).

Los instrumentos difieren de acuerdo con el tipo de sensor utilizado, el cual da un nivel determinado de precisión. Generalmente, los inclinómetros pueden medir deformaciones de 1.3 a 2.5 mm, en una longitud de 33 metros, equivalente a una precisión 1:10.000.

Existe un tipo de inclinómetro conocido como inclinómetro "in situ", el cual emplea una serie de servo-acelerómetros o sensores electrolíticos; estos sensores tienen una mayor precisión y suministran información continua con una precisión aproximada de 1:25.000.

Instalación del Tubo del Inclinómetro

Los tubos del inclinómetro se instalan comúnmente en perforaciones que han sido previamente muestreadas. El fondo del inclinómetro se supone fijo y es la base para la medición de la deformación. Por esta razón, es necesario que la base del tubo esté perfectamente anclada.

La porción baja del ducto debe instalarse mínimo tres metros por debajo de los sitios en los cuales se espera que el suelo sufra el desplazamiento lateral. Mikkelsen (1996) recomienda profundidades de 6 metros en la zona estable para evitar la ocurrencia de errores. Se recomienda el anclaje en la roca si las condiciones geológicas lo permiten.

La idea es que la curva de deformación del inclinómetro muestre la diferencia entre la zona profunda que no se mueve y la que presenta movimiento (Figura 12.19). Los inclinómetros se instalan en longitudes de 3 a 6 metros, unidos por juntas; estas juntas generalmente son cementadas para asegurar una conexión firme; sin embargo, cada unión representa una posible fuente de error.

El espacio anular entre el tubo y la perforación debe ser perfectamente lleno con un sistema de inyección para asegurar que los movimientos del ducto, reflejen realmente los desplazamientos del suelo. Como las juntas del inclinómetro están selladas, es posible que el tubo tenga una tendencia a flotar. Si esto ocurre, es importante llenar el tubo con agua limpia para evitar que flote. El sistema del inclinómetro funciona en presencia del agua.

Para profundidades mayores de 10 metros se requiere un anclaje o rivete exterior en las juntas (entre las secciones del tubo) para evitar que las uniones se suelten. Después de que el tubo llega al fondo de la perforación, se deben alinear las ranuras de tal forma, que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento.

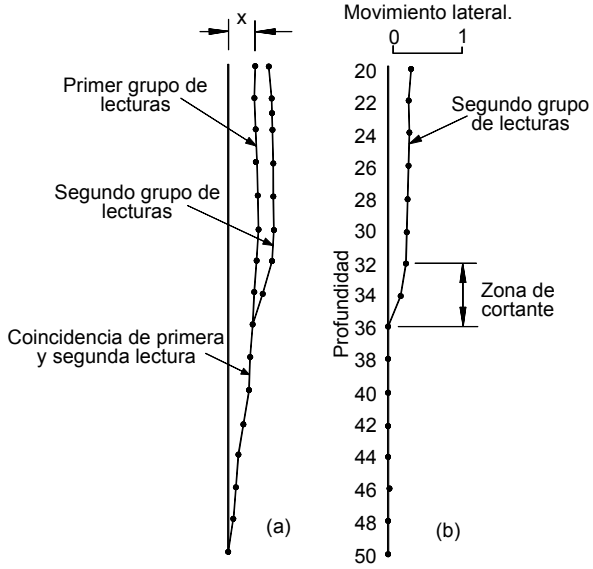


Figura 12.19 Ejemplo de datos del inclinómetro (Cornforth, 2005).

La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A_0 y la ranura opuesta, se marca como A_{180}. Las otras dos ranuras se marcan como B_0 y B_{180}, en la forma como se indica en la figura 12.20.

En el proceso de colocación de la lechada de cemento en el exterior del tubo, se debe llenar de agua el interior para evitar que pueda introducirse parte de la lechada dentro del tubo.

El propósito principal de la lechada exterior es rellenar todos los espacios entre el tubo y el suelo para asegurarse que el inclinómetro se encuentre soportado en la totalidad de su longitud. Se recomienda la utilización de la lechada de cemento sin arena o grava, a fin de garantizar que todos los espacios sean ocupados y no se presenten vacíos entre el inclinómetro y el suelo.

Para mejorar la plasticidad de la mezcla se puede agregar bentonita. La lechada debe ser más densa en los suelos duros y menos densa en los suelos blandos, para evitar que la rigidez de la lechada afecte las mediciones.

Lectura del Inclinómetro

Después de que el tubo del inclinómetro ha sido instalado y la lechada se ha cementado, se introduce el torpedo para verificar que no haya obstrucciones dentro del tubo.

Para este propósito, se recomienda utilizar un torpedo falso, para evitar el riesgo de daño del torpedo, aunque las obstrucciones no son comunes. Las mediciones iniciales son muy importantes porque todas las mediciones subsecuentes se basan en las primeras. Por esta razón, se recomienda tomar inicialmente, dos o tres grupos de medición para comprobar que la medición inicial es correcta y así evitar errores posteriores.

El inclinómetro se coloca dentro del tubo con la rueda superior en la ranura A_0 y se baja hasta el fondo del inclinómetro. Inicialmente, debe dejarse el equipo en el fondo, durante 10 minutos, para que se normalice con la temperatura del agua dentro del tubo; de esta forma evitar errores por temperatura. Se toma la lectura en el fondo y luego se registra cada 50 cms hacia arriba. En cada profundidad, se anotan las lecturas en las direcciones A_0 y B_0.

Después de que el torpedo salga a la superficie, se gira 180°, se profundiza hasta el fondo de la perforación y se obtienen las mediciones en las direcciones A_{180} y B_{180}. La suma de las dos mediciones debe ser cercana a 0.0, aunque se presentan generalmente algunas diferencias.

Las mediciones, en un mismo sitio, deben realizarse siempre con el mismo torpedo, el mismo cable y el mismo operador, a fin de minimizar los errores de manejo.

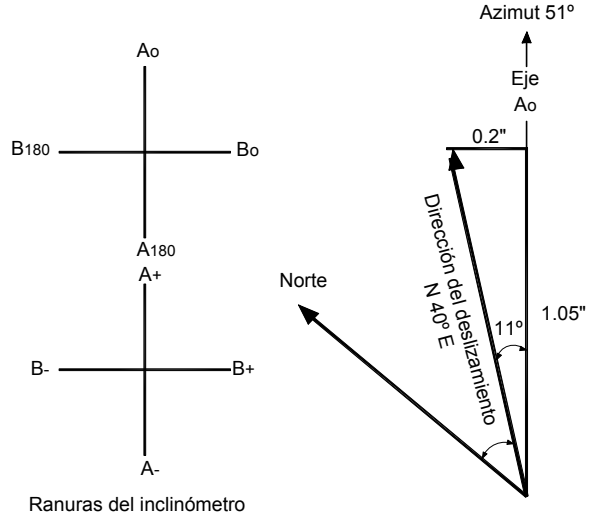


Figura 12.20 Designaciones de las ranuras y vectores del movimiento (Cornforth, 2005).

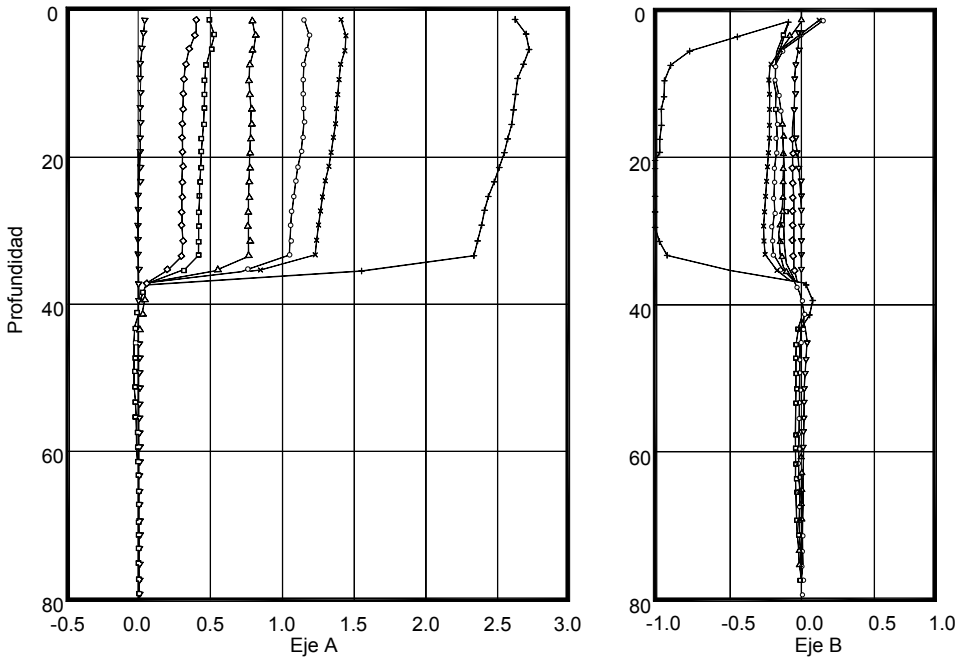


Figura 12.21 Ejemplo de datos de inclinómetro (Cornforth, 2005).

Cuidados que se deben tener en el proceso de medición

Cornforth (2005), recomienda tener en cuenta los siguientes cuidados:

- El torpedo no debe golpearse contra superficies duras para evitar que se dañen los sensores. Si accidentalmente se golpea el torpedo, éste debe revisarse realizando las mediciones de comprobación.

- No permita que le entre humedad a las conexiones eléctricas. Nunca deben conectarse los cables al torpedo, en presencia de lluvias o de humedad excesiva.

- El cable debe transportarse de forma que no se doble.

- El torpedo debe limpiarse, secarse y aceitarse suavemente, antes de colocarlo en su caja. La caja debe colocarse sobre la silla de un vehículo y nunca sobre las áreas duras.

- Siga las recomendaciones para el cuidado y mantenimiento de los fabricantes.

Interpretación y Manejo de los Datos

Debe tenerse muy claro para la interpretación de la información obtenida, que lo que mide el inclinómetro es la inclinación del tubo en diferentes profundidades. Es importante que la perforación sea lo más vertical posible para que las mediciones sean más precisas.

El segundo y demás grupos de mediciones se comparan con la medición inicial, suponiendo siempre que el fondo del tubo se encuentra anclado en terreno estable. Posteriormente, en un programa de computador se comparan las mediciones y se elabora un gráfico de movimientos laterales contra profundidad, en el plano de las ranuras.

Si las ranuras A se han alineado perfectamente con la dirección principal del movimiento, se mostrará todo el movimiento en el eje A y ningún movimiento en el eje B.

Normalmente, la información del inclinómetro se grafica como deflexión lateral en el eje A y en el eje B. Se recomienda entonces, una exageración de escala de 120 entre la horizontal y la vertical, para permitir la interpretación fácilmente.

Algunos ingenieros grafican en escalas muy exageradas (mayores a 120), con la idea equivocada de que el sistema muestra una mayor precisión. Las escalas exageradas, en la mayoría de los casos, se interpretan incorrectamente, debido a que aparecen graficados movimientos que no existen y que pueden atribuirse a errores sistemáticos o de medición. Debe tenerse mucho cuidado de llegar a conclusiones interpretativas en forma rápida, con la primera lectura de los inclinómetros.

Se recomienda no efectuar conclusiones hasta que no se tengan varios grupos de mediciones y se tenga la seguridad de que los movimientos se están presentando realmente, en la forma como se muestran y no correspondan a errores sistemáticos o de medición.

Aplicación de los Inclinómetros en un Deslizamiento

Los inclinómetros son probablemente, la herramienta más útil y disponible para un analista de deslizamientos, siempre que sea económicamente posible, deben colocarse inclinómetros.

Los inclinómetros permiten determinar la siguiente información:

- La profundidad de los movimientos del deslizamiento.
- La localización y forma de la superficie de falla.
- El espesor de la zona de corte, generalmente, tiene espesores entre 30 centímetros y 1.5 metros, la cual se requiere medir especialmente para el diseño de los pilotes al cortante, de esta manera, seleccionar muestras para ensayo de laboratorio y localización de otros tipos de instrumentación.
- La cantidad de desplazamiento, con relativa precisión.
- La rata o velocidad del movimiento para obtener factores estáticos de seguridad, para medir la variación en rata con las lluvias y otros elementos, o para confirmar la efectividad de una medida de mitigación o estabilización.

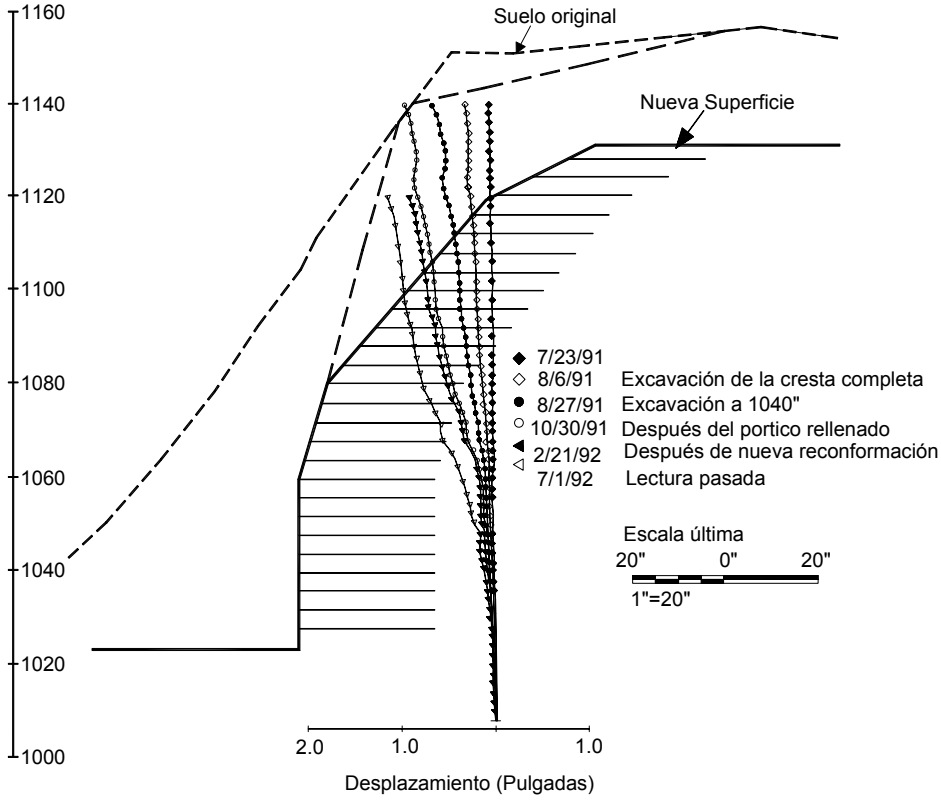


Figura 12.22 Ejemplo de interpretación de información de un inclinómetro junto a una excavación (Abramson y otros, 2002).

- La dirección del movimiento. Esta dirección puede ser obvia en la mayoría de los deslizamientos, pero no es fácil determinar cuando ocurren movimientos diferenciales, debido a los cambios de la superficie de falla u obstrucciones en el sitio.

Los inclinómetros se utilizan principalmente para detectar la superficie de falla (Figura 12.21) o para detectar movimientos en las excavaciones (Figura 12.22).

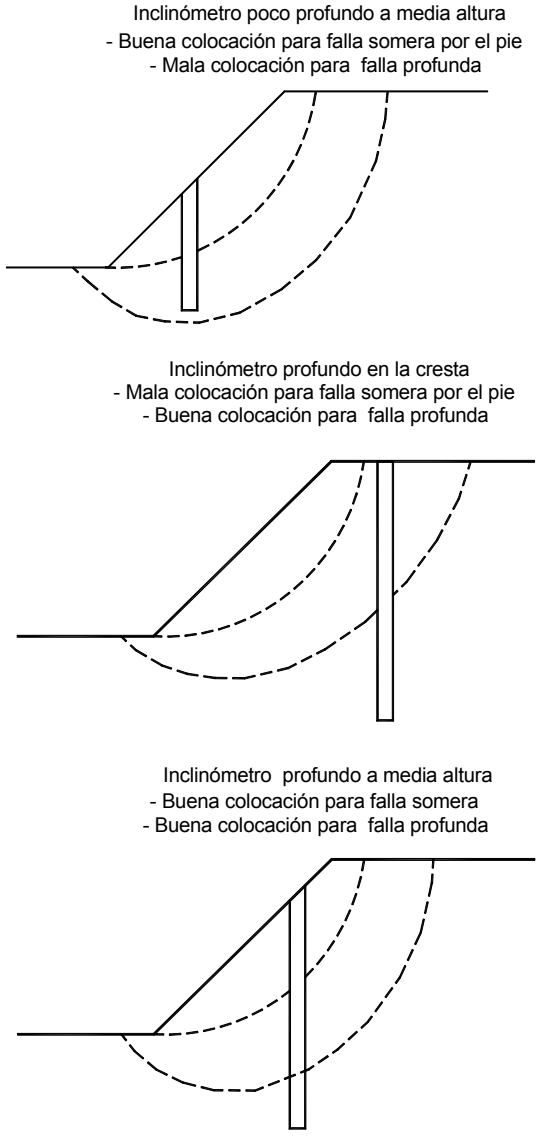


Figura 12.23 Localización de un inclinómetro en relación con la superficie de falla (Abramson y otros, 2002).

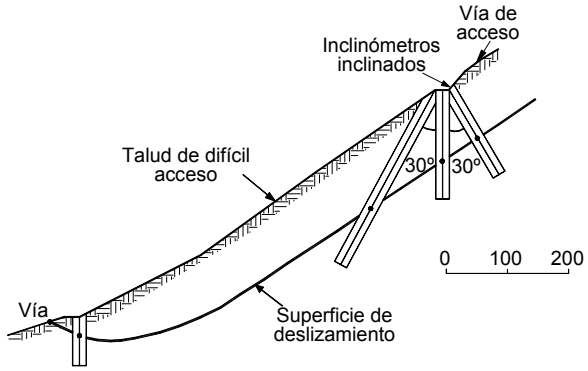


Figura 12.24 Ejemplo de la colocación de inclinómetros para determinar la localización de la superficie de falla en los puntos de difícil acceso (Cornforth, 2005).

Adicionalmente, se pueden instalar inclinómetros dentro o junto a pilotes para medir la deflexión de éstos por acción de los deslizamientos. Este sistema de instalación permite determinar los momentos de flexión a que están sometidos los pilotes. De acuerdo con el objetivo y el comportamiento esperado de los movimientos, se localizan las perforaciones de inclinómetro (Figura 12.23).

Uso de inclinómetros en perforaciones inclinadas

Una técnica muy poco utilizada, pero de gran utilidad, es la instalación de inclinómetros inclinados para determinar la superficie de falla en sitios de difícil acceso como se observa en la figura 12.24.

En la figura se muestran los inclinómetros con un ángulo de 30° con la vertical, los cuales permiten obtener buena información sobre la superficie de falla en varios puntos y a lo largo de ésta. Debe tenerse en cuenta que la precisión de las mediciones del inclinómetro, disminuye a medida que aumenta la inclinación con la vertical, pero no se afecta la precisión de la localización de la superficie de falla.

Errores Sistemáticos

Se debe tener cuidado al interpretar la información obtenida en los inclinómetros. Uno de los errores más comunes es la utilización de una escala exagerada (Figura 12.25). Del mismo modo, la mayoría de los equipos presentan un margen de error en las mediciones de acuerdo con la precisión de cada instrumento.

Se debe estar alerta ante la aparición de errores sistemáticos. Mikkelsen (2003), presenta una explicación detallada de los errores sistemáticos, la cual se resume a continuación.

Los errores sistemáticos más conocidos son los siguientes:

- ***Error "Limpiaparabrisas" ("Bias Shift Error").*** Es el error sistemático más común y ocurre con mucha frecuencia (Cornforth, 2005). Este error puede reconocerse por el efecto limpiaparabrisas, en el cual la gráfica de desplazamiento se inclina linealmente con la vertical. La inclinación ocurre alrededor de un punto aparente de giro en la base del inclinómetro (Figura 12.26).

  El sesgo corresponde a la lectura del torpedo cuando se encuentra vertical. Aunque en el equipo (al salir de la fábrica) el error es cercano a 0, el sesgo varía a lo largo de la vida del equipo y puede cambiar durante su uso en el campo. En un torpedo con cero error, la lectura en la dirección A_{180} debe ser numéricamente idéntica, pero de signo opuesto a la lectura en el eje A_0 a la misma profundidad.

  Los errores de sesgo pueden detectarse al encontrar las inconsistencias de las lecturas en campo. El cambio del error de sesgo ocurre dentro de cada grupo de datos entre lecturas opuestas. Se recomienda que si el error de sesgo excede a 20 unidades, el torpedo debe enviarse a la fábrica para reemplazar los sensores.

  El error de "limpiaparabrisas" puede corregirse utilizando software de computador. Es más fácil corregirlo cuando el empotramiento en suelo estable es mayor pero es muy difícil corregirlo cuando están ocurriendo movimientos de reptación.

- ***Error de rotación.*** Este error ocurre cuando el tubo del inclinómetro sufre una pequeña rotación del equipo hacia el plano inclinado (Figura 12.27). El error puede ocurrir para giros de menos de un grado. La tolerancia del equipo es de ± 0.25°.

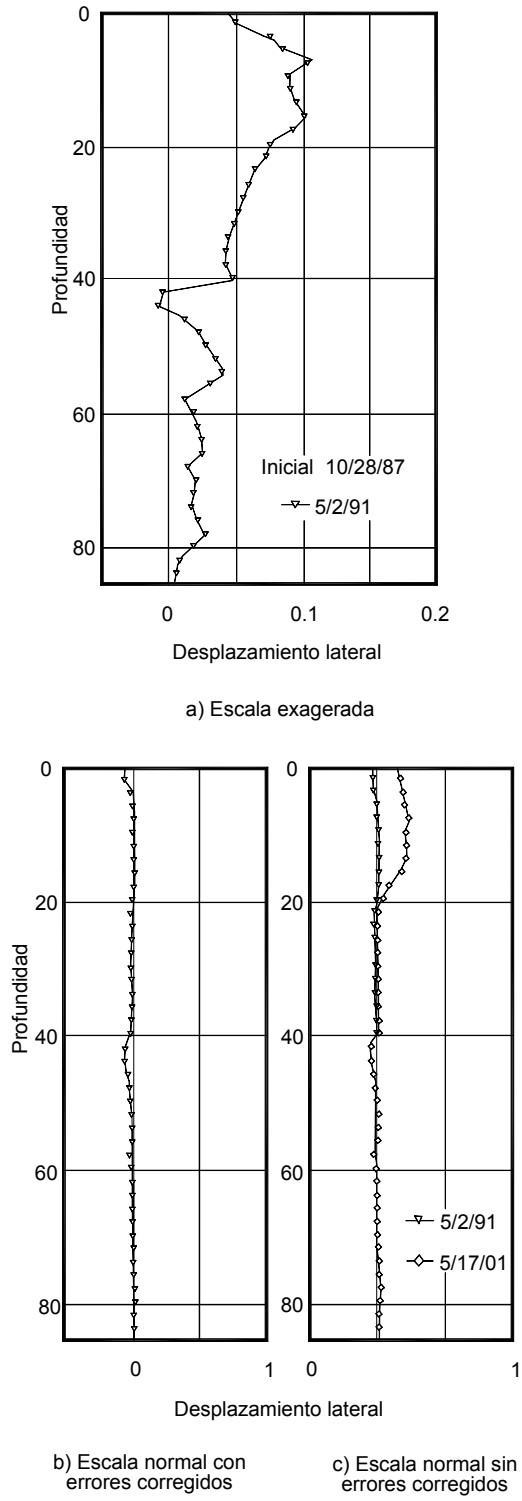


Figura 12.25 Efecto de la utilización de escalas horizontales muy exageradas (Cornforth, 2005).

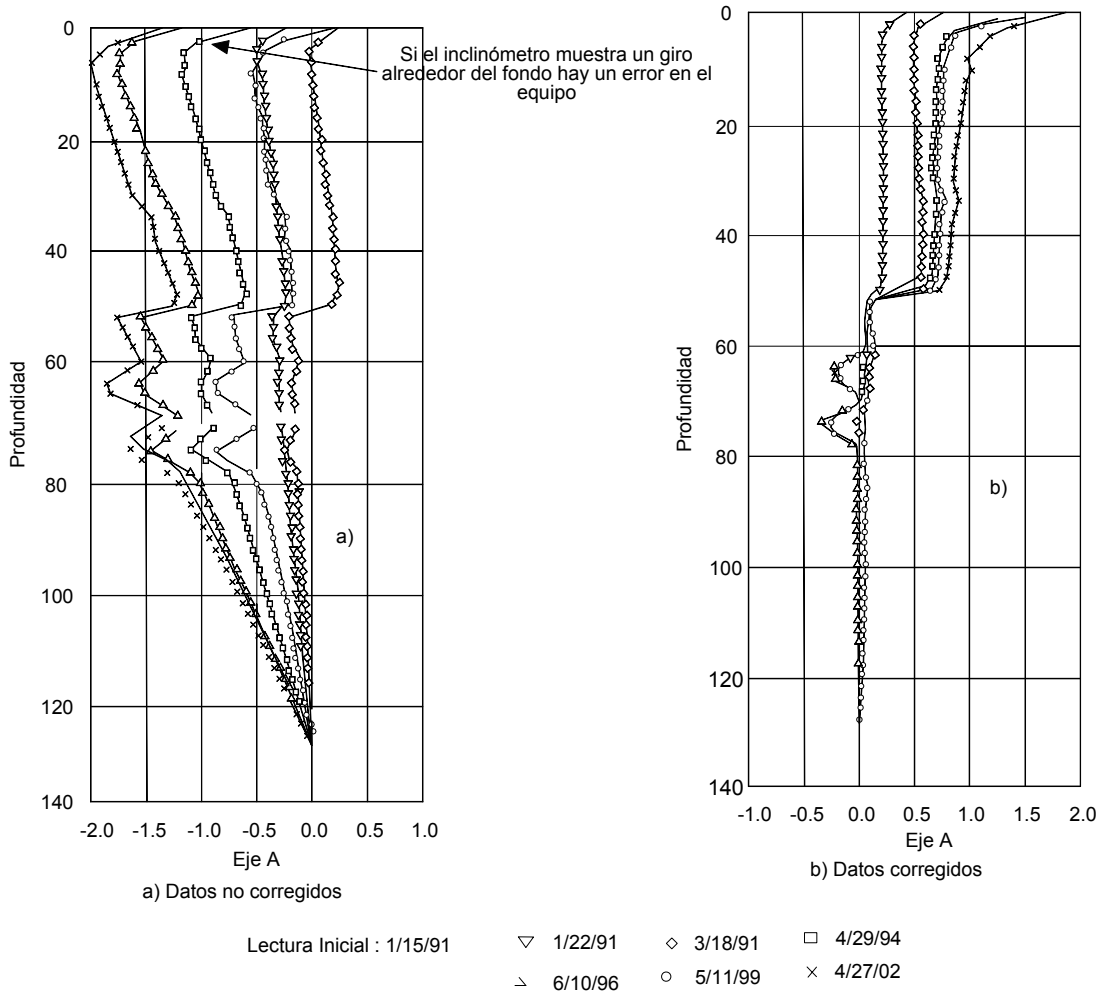


Figura 12.26 Efecto de "limpia-parabrisas" debido al error de movimiento de sesgo diagonal (Cornforth, 2005).

El error puede detectarse conociendo que el inclinómetro se encuentra muy desviado respecto a la vertical, graficando la desviación acumulativa con respecto a la vertical y observando que el gráfico de desplazamiento lateral en el otro plano, es similar (en forma) a la gráfica de desviación acumulativa.

- ***Error de posicionamiento de la profundidad.*** Este error es originado por la colocación del sensor a diferentes niveles de profundidad de la medición inicial. Puede ser causado por compresión o asentamiento del tubo, cambio del cable o errores del operador. Es un error es muy difícil de corregir.

Es muy importante que tanto la toma de datos de los inclinómetros como su interpretación, sean realizados por personal con mucha experiencia y se puedan corregir los errores para realizar una interpretación correcta.

El escenario más común es cuando los errores de "limpiaparabrisas" se reporten como movimientos reales del terreno. Con frecuencia, en las primeras lecturas, se reportan movimientos que generan falsas alarmas. Al cabo del tiempo, se concluye que los movimientos, eran errores limpiaparabrisas del equipo. Otra fuente de mala interpretación es el ploteo de las gráficas con escalas muy exageradas.

Inclinómetros Fijos

Un inclinómetro fijo consiste en la colocación de una serie de sensores similares a los torpedos de un inclinómetro dentro de un tubo a varias profundidades fijas (Figura 12.28). Aunque este sistema de instrumentación es muy costoso, tiene varias ventajas entre las cuales se indican las siguientes (Cornforth, 2005):

- Las ruedas del torpedo permanecen siempre a la misma profundidad exacta.
- La posición de los sensores no cambia con el tiempo.
- No existen problemas de cambio de temperatura.
- Se puede monitorear en forma permanente y continua.
- Funcionan como un sistema de alarma inmediata de acuerdo con la actividad del movimiento.

Antes de instalar un inclinómetro fijo, generalmente, se realizan mediciones con un inclinómetro estándar y después de que se determinan las profundidades y características de los movimientos, se procede a colocar los sensores de los inclinómetros fijos en ciertos puntos determinados donde se desee monitorear.

Algunas referencias de inclinómetros fijos son mucho más precisas que los inclinómetros normales. Los inclinómetros fijos pueden retirarse ocasionalmente, para realizar otras mediciones o para confirmar la información que se está obteniendo.

La principal limitación de los inclinómetros fijos es su costo y adicionalmente, la probabilidad de pérdida o daño de los equipos si los movimientos son muy fuertes o si la zona de cortante o superficie de falla es muy delgada. Estos inclinómetros son muy poco utilizados en los proyectos normales de ingeniería.

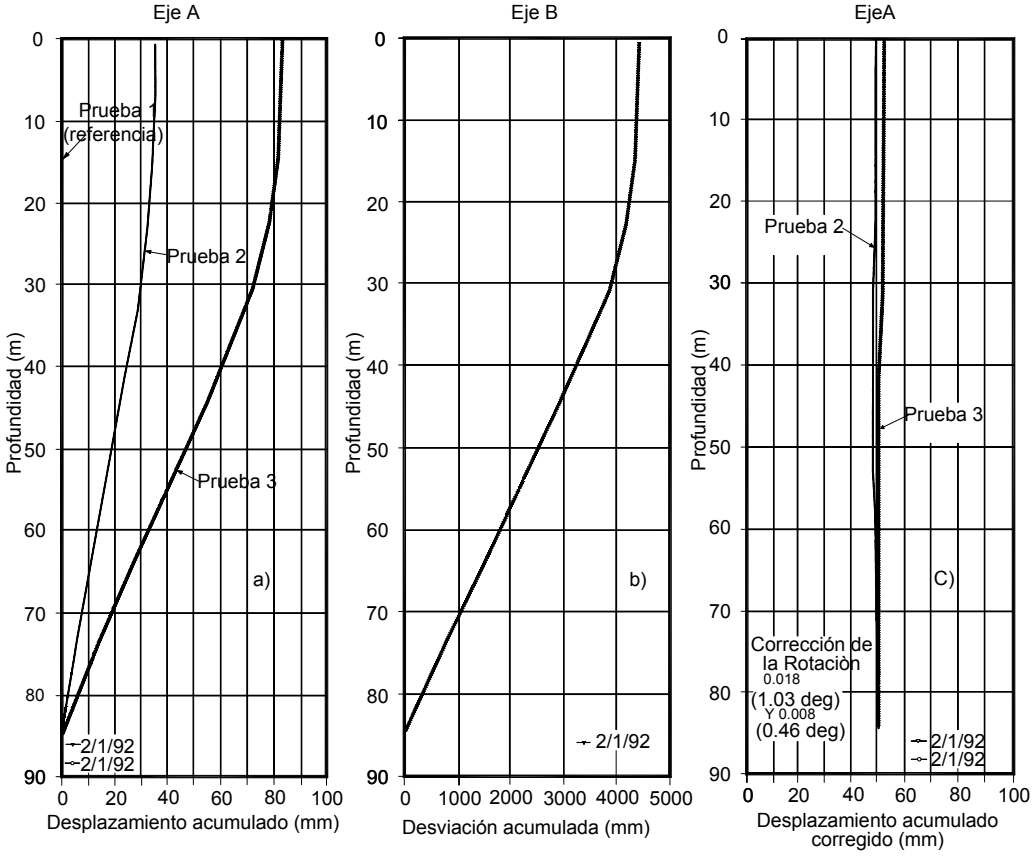


Figura 12.27 Ejemplo del error de rotación y su corrección (Milkkelsen, 2003).

REFLECTOMETRIA (TDR)

En el sistema TDR se coloca un cable coaxial dentro del deslizamiento y se ensaya el cable enviando pulsos de voltaje en forma de ondas, las cuales se reflejan. La medición de la reflexión permite identificar roturas o esfuerzos en el cable.

El sistema TDR requiere de mediciones para determinar las condiciones del cable a través del tiempo. El movimiento del terreno deforma el cable y cambia la impedancia de éste. El cambio en la impedancia puede ser monitoreado para localizar la superficie de falla y los movimientos del terreno como se indica en la figura 12.29. Los cables coaxiales que se utilizan (Figura 12.30) en el sistema TDR tienen una impedancia característica, determinada por el espesor y el tipo de material aislante.

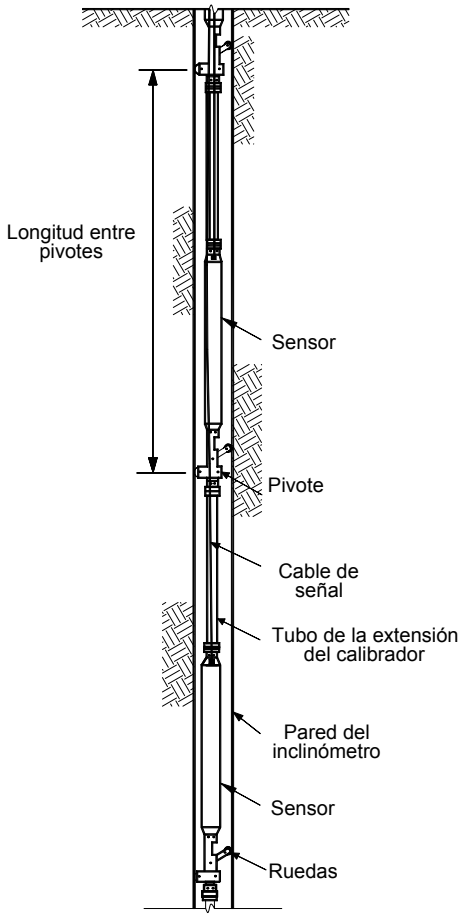


Figura 12.28 Sensores de inclinómetros fijos (Slope Indicator Co).

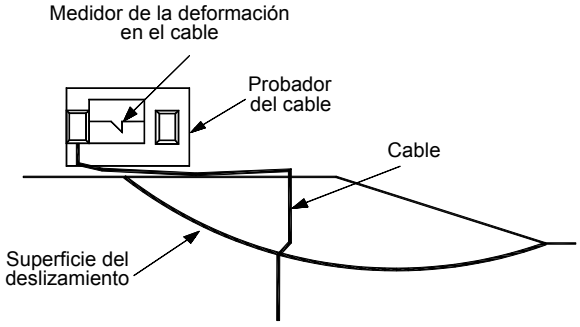


Figura 12.29 Esquema del sistema TDR (Abramson y otros, 2002).

El material aislante puede ser hecho de cualquier material no conductor como PVC, teflón, o aire. Si el cable se deforma, la distancia entre el conductor interno y el externo cambia y por lo tanto, cambia la impedancia en ese punto. El medidor de TDR determina la localización de las deformaciones a lo largo del cable.

El sistema TDR es utilizado con frecuencia en los Estados Unidos y especialmente, por el Departamento de Carreteras de California (Kane y Beck, 1996). El sistema TDR tiene una gran cantidad de ventajas sobre los inclinómetros. Generalmente es más económico, las mediciones son más rápidas y más sencillas.

Entre las desventajas del sistema TDR se encuentra que no es posible determinar la dirección y la magnitud de los movimientos; sin embargo, la tecnología del sistema podría mejorar en el futuro (Tsang y England, 1995).

PIEZÓMETROS

La presión de poros se puede monitorear utilizando excavaciones de observación o piezómetros, los cuales pueden ser de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio. El tipo de piezómetro a seleccionar para cada estudio específico depende de las características de funcionamiento del piezómetro y de su precisión.

Observaciones en Apiques o Excavaciones

Este es el método más simple, pero requiere de un tiempo significativo después de realizada la excavación y antes de tomar la medida, para permitir que el nivel de agua logre equilibrarse.

Sondeo Abierto

Consiste en perforaciones abiertas en las cuales se coloca un tubo perforado en su base (Figuras 12.31 y 12.32) o tubos que se hincan a presión y luego se extraen ligeramente.

La profundidad del nivel de agua se puede medir por medio de un cable y un elemento detector (que bien puede ser un medidor eléctrico o un simple objeto metálico). Una cubierta de protección impide la entrada del agua lluvia.

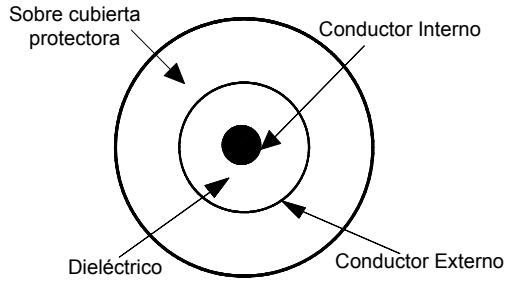
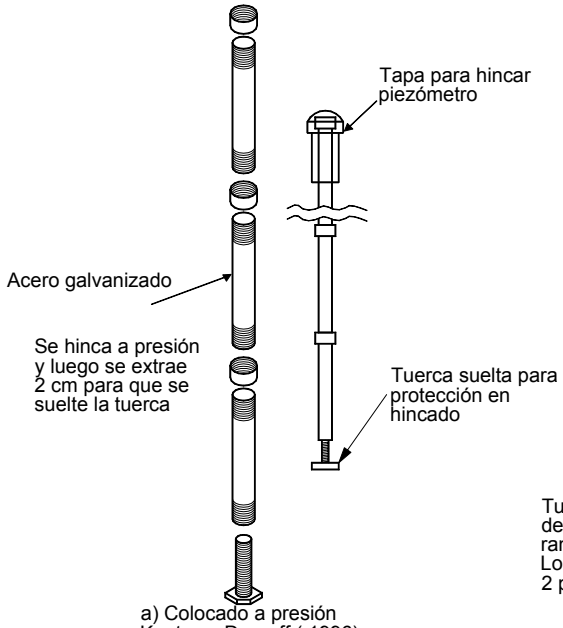
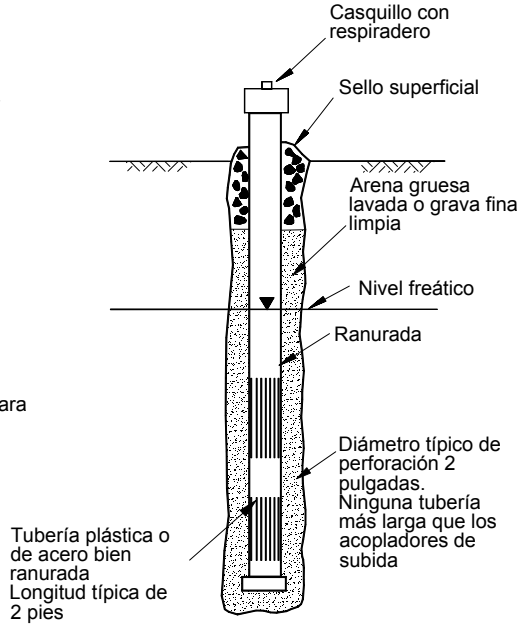


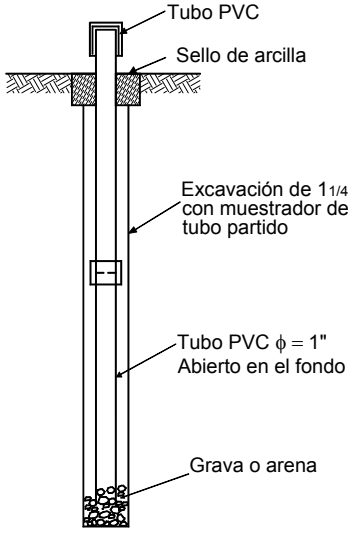
Figura 12.30 Esquema de cable coaxial del sistema TDR.



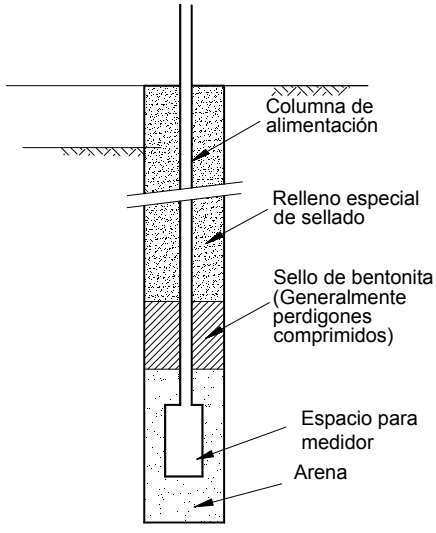
a) Colocado a presión Keaton y Degraff (1996)



b) Tubo abierto con ranuras verticales



b) En sondeo SPT. Suárez (1996)



d) Esquema Casagrande

Figura 12.31 Piezómetros sencillos de cabeza abierta.

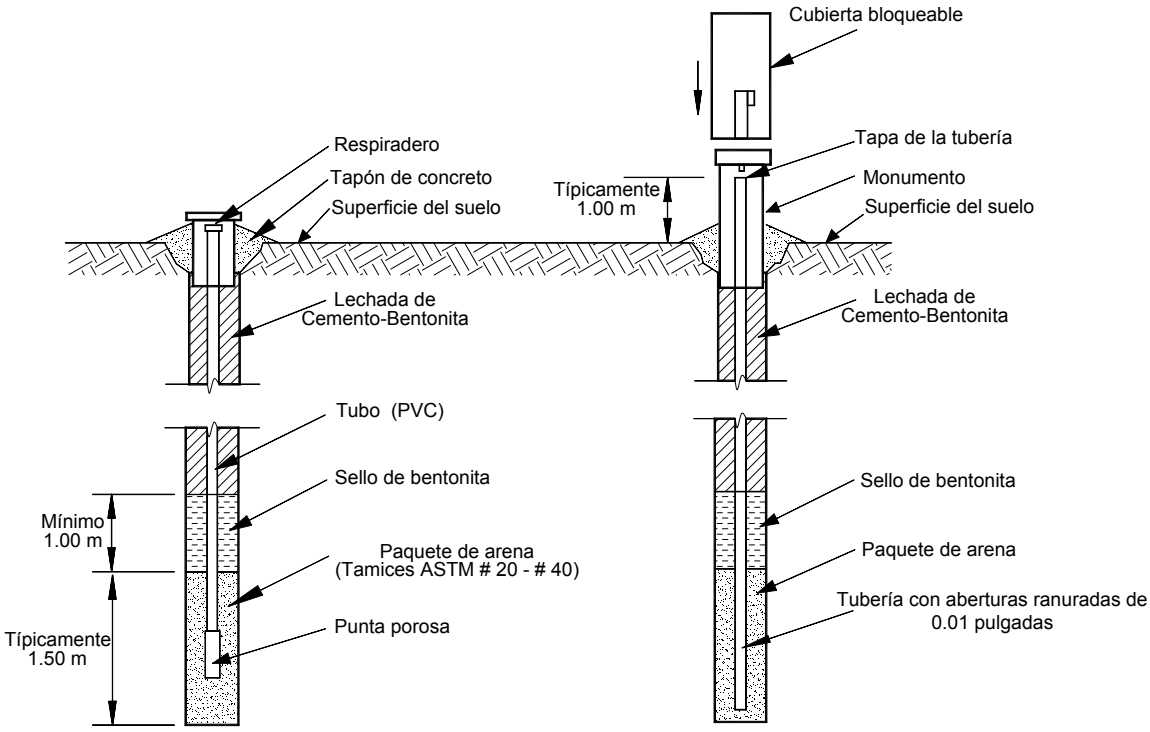


Figura 12.32 Piezómetros de cabeza abierta (Cornforth, 2005).

Si el sondeo abierto se encuentra en una formación de suelo homogéneo con solo un nivel de agua presente, este sistema es válido para obtener información de las variaciones del nivel freático.

Su precisión generalmente es buena, pero como la perforación tiene comunicación con todos los estratos, no se puede especificar la presión del agua en un sitio determinado. El nivel del agua que se obtiene, corresponde a la cabeza de presión en la zona más permeable y esto puede prestarse para errores en el análisis.

Piezómetro de Cabeza Abierta

Uno de estos piezómetros es el tipo Casagrande (Figura 12.33), que es muy similar al tubo abierto con un filtro y con la colocación de sellos de Bentonita, permite especificar el sitio de la lectura, eliminando el factor de error ya descrito.

Generalmente, se coloca un filtro o un elemento poroso, para determinar el sitio específico de la medición. La versión original del piezómetro de Casagrande, consiste en un cilindro poroso de cerámica unido con un manguito de caucho que se encuentra conectado a un tubo plástico.

Los piezómetros modernos consisten en un elemento poroso de polietileno de alta densidad unido a un tubo de PVC o ABS. Los piezómetros de cabeza abierta son considerados por los ingenieros, como los más confiables.

Algunas de las ventajas de los piezómetros de cabeza abierta son los siguientes (Abramson y otros, 2002):

- Son simples y fáciles de interpretar.
- Su durabilidad y permanencia en el tiempo es muy buena.
- Son fáciles de mantener.
- Se pueden utilizar unidades de medida portátiles.
- Se puede muestrear el agua freática.
- Se pueden utilizar para medir la permeabilidad del suelo.

Entre las limitaciones de los piezómetros de cabeza abierta se puede mencionar que son de respuesta lenta con el tiempo (Figura 12.34) y que los filtros pueden taparse con la entrada repetida de agua; sin embargo, la limitación más importante es que no permiten medir los niveles pico de presión durante tormentas cuando los piezómetros se encuentran instalados en arcillas (Cornforth, 2005).

Los piezómetros de cabeza abierta se pueden acomodar para los sistemas automáticos de adquisición de datos, colocando dentro del tubo, un piezómetro suspendido de hilo vibrátil.

Piezómetros Neumáticos

Este piezómetro consiste en una punta porosa unida a una válvula o diafragma muy sensitivo que es accionado por gases o fluidos y se requiere una unidad de lectura exterior, la cual produce una presión dentro del sistema interno del piezómetro hasta igualar la presión en la cavidad del mismo (Figura 12.35). La precisión depende del equipo de medición.

En la experiencia con este tipo de piezómetros se ha encontrado que hay poca exactitud cuando las presiones son bajas y que el nivel de precisión de las unidades de lectura, no es muy exacto.

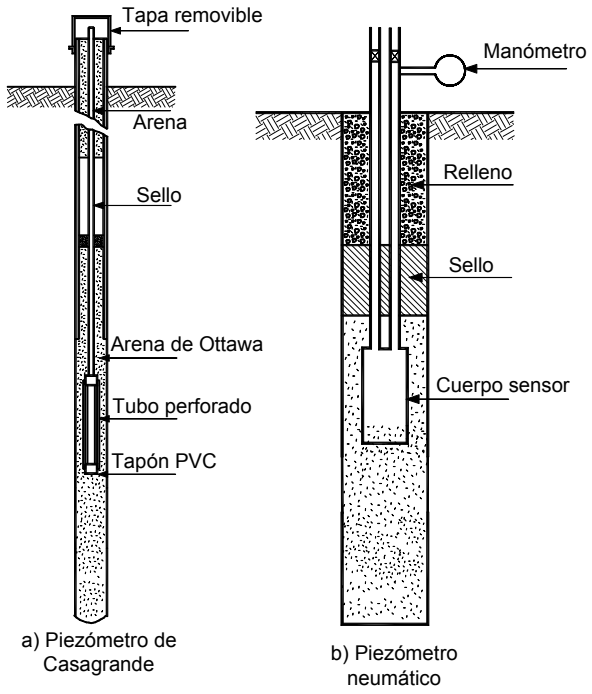


Figura 12.33 Esquema general del piezómetro de Casagrande y piezómetro neumático.

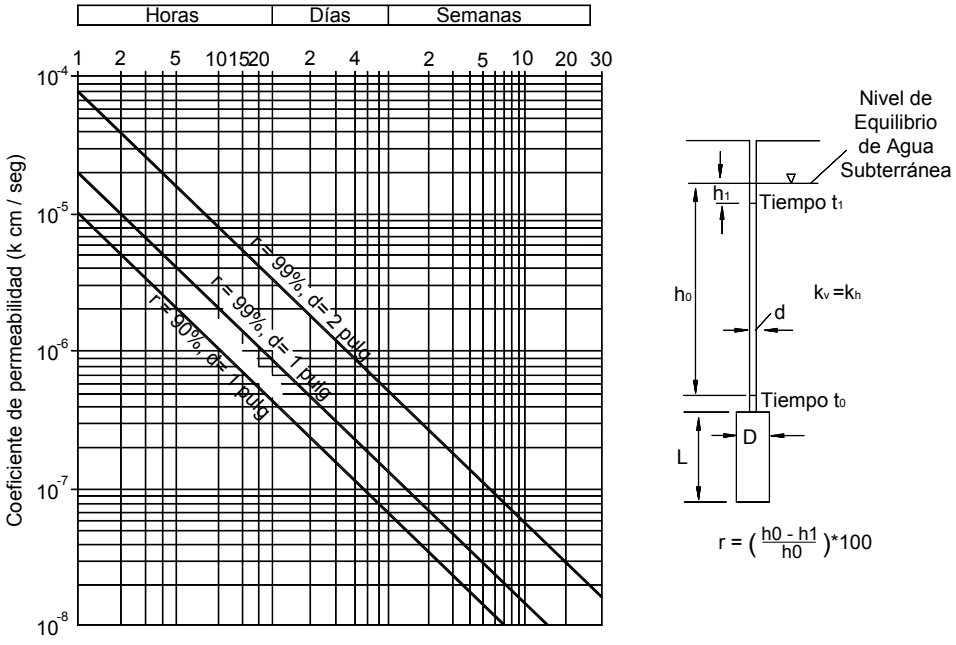


Figura 12.34 Tiempo de respuesta de un piezómetro de cabeza abierta embebido en un suelo homogéneo e isotrópico (Cornforth, 2005).

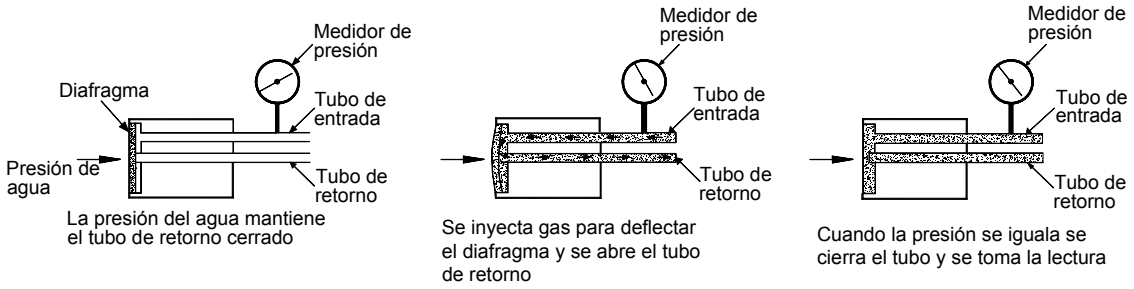


Figura 12.35 Principio de operación de un piezómetro neumático (Slope Indicator Co.).

Entre las ventajas de los piezómetros neumáticos se encuentran las siguientes:

- Son muy precisos al requerirse sólo pequeños cambios en el volumen de agua.
- Son simples de operar.
- Se pueden utilizar medidores portátiles.
- Los equipos no son muy costosos.
- La instalación es simple.

Entre las limitaciones de los piezómetros neumáticos se menciona la dificultad para desairear el sistema poroso y la facilidad con que se puede tapar con partículas del suelo. La durabilidad en el tiempo es muy inferior a los piezómetros de cabeza abierta; otra limitante de los piezómetros neumáticos es que no son prácticos para las mediciones automáticas.

Piezómetros de Hilo Vibrátil

Consisten en un diafragma metálico que separa la presión del agua del sistema de medida. Un cable tensionado está unido al punto central de un diafragma metálico. Las deflexiones del diafragma ocasionan cambios en la tensión del cable, la cual es medida y convertida en presión (Figura 12.36).

La utilización de piezómetros de hilo vibrátil origina, con frecuencia, errores por el comportamiento del piezómetro a través del tiempo (Abramson y otros, 2002). Son muy comunes los problemas de corrosión por falta de hermeticidad de la cavidad sellada.

Otra dificultad relativamente común de los piezómetros de hilo vibrátil, es la deformación o "creep" a largo plazo, lo cual modifica la tensión del cable y la precisión de las medidas. Igualmente, el sensor es susceptible a daños por la acción de los rayos durante las tormentas eléctricas. El cable metálico enterrado en el piso, actúa como un elemento que atrae los rayos.

Entre las ventajas del piezómetro de hilo vibrátil se encuentra la facilidad de lectura y la poca interferencia para la colocación de rellenos. Igualmente, puede utilizarse para medir presiones negativas de agua. El principal uso de los piezómetros de hilo vibrátil, se relaciona con la facilidad para incorporarlos a los sistemas automáticos de adquisición de datos y la posibilidad de transmitirlos a grandes distancias.

Tensiómetros

Los tensiómetros miden la presión de poros negativa en materiales no saturados y generalmente, son capaces de medir presiones desde cero hasta menos una atmósfera (Abramson, 1996).

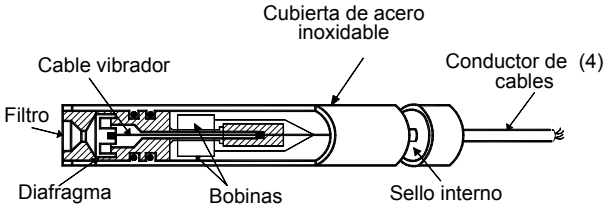


Figura 12.36 Vista en sección del sensor de un piezómetro de hilo vibrátil (Cornforth, 2005).

El instrumento tiene una piedra porosa de entrada de aire en un extremo de un tubo metálico lleno de agua. Una válvula de vacíos se coloca al otro extremo del tubo. Cuando la punta porosa está en contacto con el suelo, existe una tendencia del agua a salir del tubo y entrar al suelo. El potencial de salida de agua del tubo es una medida de la succión o presión negativa (Figura 12.37).

Típicamente, un tensiómetro es instalado con la punta porosa a la profundidad de medida y el resto del tensiómetro queda sobre la superficie del terreno, pero en ocasiones, los tensiómetros son enterrados dentro del suelo (Figura 12.38).

Se requiere un mantenimiento permanente de los tensiómetros, especialmente durante los periodos secos en los cuales la entrada de aire produce difusión a través del agua.

Este aire debe ser removido para asegurarse que la presión medida por el transductor representa la presión real de poros en el suelo y no la presión del aire dentro del tubo (Gasmo, J.M., 1997). Para medir la succión del suelo más allá del rango de los tensiómetros, se puede utilizar los sicómetros; no obstante, la precisión de los sicómetros es dudosa (Abramson y otros, 2002).

Piezómetro de "Baldes"

Las variaciones estacionales o temporales del nivel freático pueden medirse utilizando los piezómetros de baldes, los cuales consisten en un piezómetro de cabeza abierta donde (durante un tiempo específico) se coloca un hilo con una serie de baldes o recipientes a varias profundidades, con el objeto de determinar las alturas de los cambios repentinos estacionales del nivel de agua.

Este sistema requiere una programación de las fechas de colocación y retiro, para la medición del sistema de baldes.

Instalación de Piezómetros

El método típico de instalación de un piezómetro es dentro de una perforación vertical. La punta del piezómetro debe colocarse dentro de una bolsa de arena en la zona específica donde se desea medir la presión de poros.

La longitud de esta bolsa debe ser mayor que cuatro veces el diámetro de la perforación y preferiblemente, no mayor de 30 centímetros. Se recomienda utilizar arena lavada con tamaño de partículas entre 0.2 y 1.2 milímetros; sin embargo, es importante comprobar que el material cumple requisitos de filtro para el suelo del sitio.

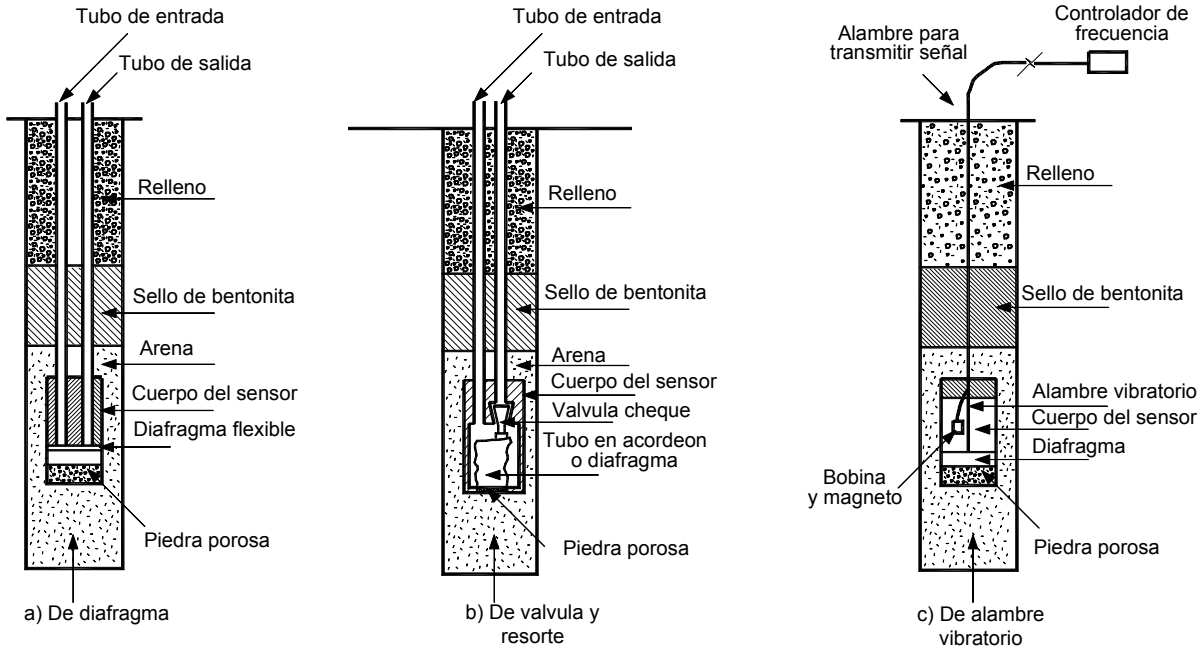


Figura 12.37 Detalles internos de los piezómetros.

Generalmente, se utiliza bentonita como sello por encima de la bolsa de filtro y si el piezómetro no se instala en el fondo del sondeo, debe colocarse un sello de bentonita por debajo de la bolsa de filtro. La longitud del sello de bentonita es típicamente de 30 a 50 centímetros de longitud, aunque en ocasiones, se prefiere longitudes mayores.

La longitud restante del sondeo, generalmente, se rellena con una lechada de cemento y bentonita. Una vez instalado el piezómetro, es muy importante construir una caja superficial para la inspección, la cual debe tener un sistema de seguridad tipo cerradura.

Los piezómetros deben validarse realizando ensayos de cabeza variable, midiendo y comprobando las presiones siempre que sea posible. El éxito de un piezómetro depende, en buena parte, del proceso de instalación.

Debe tenerse en cuenta que es muy importante desairear y saturar el elemento poroso antes de la instalación. Igualmente, se debe tener mucho cuidado con los sellos de impermeabilización. No es recomendable la instalación de más de un piezómetro en un mismo sondeo (Abramson y otros, 2002).

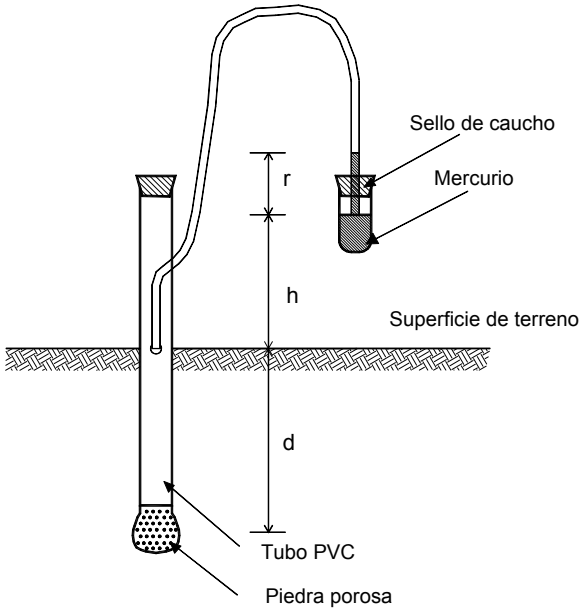
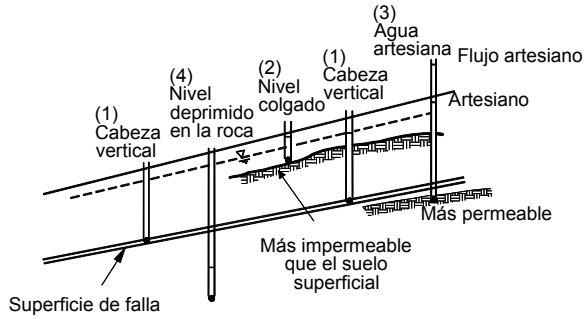


Figura 12.38 Esquema de un tensiómetro (Bresani, 1997).



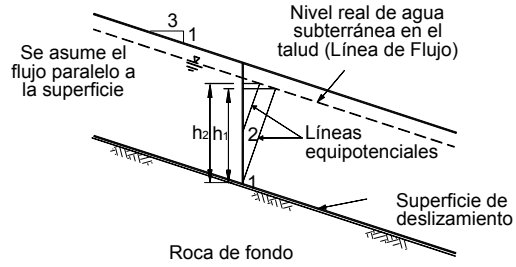


Figura 12.39 Efecto de la posición del sensor del piezómetro para medir la presión de agua en la superficie de falla.

El uso de los Piezómetros en el Estudio de los Deslizamientos

Los piezómetros generalmente se instalan como parte de las investigaciones del sitio y en ocasiones, antes de que se tenga información sobre la localización de la superficie de falla; sin embargo, es muy importante que la punta de los piezómetros se encuentre muy cerca o en la superficie de falla. Igualmente, es importante que se puedan medir las presiones del agua subterránea durante largos periodos de tiempo.

La instalación ideal es que la bolsa de arena entre a la zona de cortante en tal forma que la presión en la arena, refleje la presión del agua en la superficie de falla. El sensor propiamente dicho, debe estar por encima de la superficie de falla para que no se dañe en el proceso de movimiento.

Si el sensor se encuentra muy profundo, éste, los tubos, o los cables, pueden dañarse o ser destruídos al moverse la masa activa. Igualmente, si el piezómetro se introduce en la roca o suelo duro, o muy profundo, las presiones de poros son generalmente menores que las del deslizamiento.

Si el sensor se encuentra muy superficial, las mediciones de presión de aguas pueden ser incorrectas; incluso, pueden ser mayores que la presión en la superficie de movimiento, como se muestra en la figura 12.39.

Otra decisión importante es definir el tipo de piezómetro, que puede ser de respuesta rápida como el piezómetro de hilo vibrátil o el neumático, o de respuesta lenta como el de cabeza abierta.

Confiabilidad de los Resultados de las Mediciones Piezométricas

Con frecuencia, los piezómetros no funcionan correctamente y esto se aplica tanto a los piezómetros de cabeza abierta como a los neumáticos y los de hilo vibrátil.

Los principales problemas son los siguientes:

- Que no se obtenga lectura, o sea que la perforación se encuentre seca sin razón o que la medida sea cero.
- Que la medida nunca cambie independientemente de las lluvias o la estación climática.
- Que unas lecturas sean inconsistentes en relación con otras, en un grupo de piezómetros.

Es importante revisar la posibilidad de que las lecturas no sean confiables y corregir el problema colocando nuevos piezómetros o eliminando la lectura de los que se encuentren funcionando en forma incorrecta; no obstante, es común que no sea posible detectar la causa del mal funcionamiento de los piezómetros. En los piezómetros neumáticos es muy importante desairear los ductos para evitar errores en las lecturas.

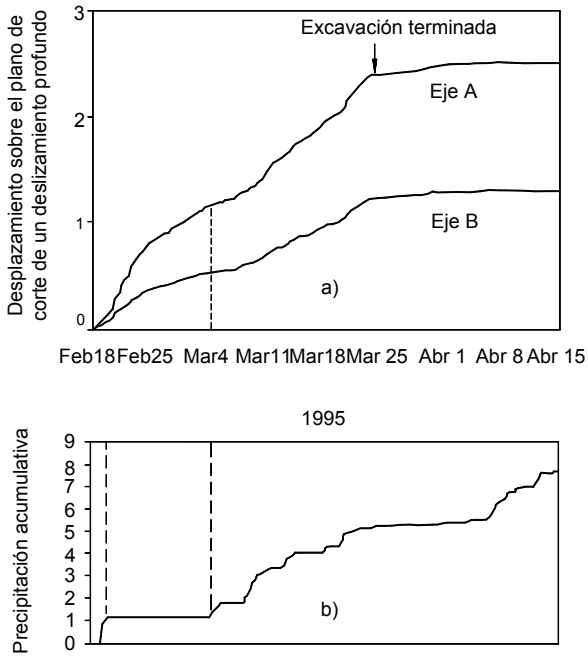


Figura 12.40 Mediciones continuas de inclinómetros fijos, colocados en una superficie de falla de un deslizamiento profundo y medición de las lluvias durante la construcción de una excavación (Cornforth, 2005).

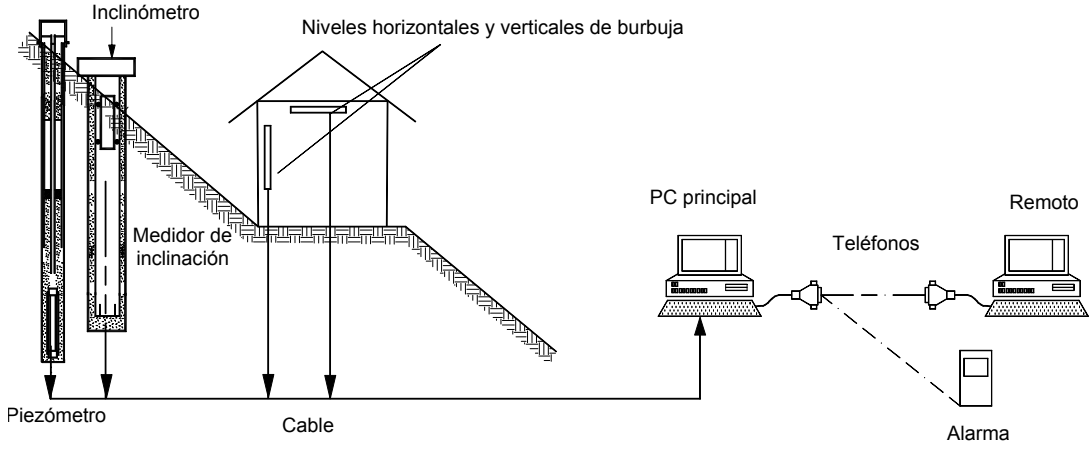


Figura 12.41 Representación esquemática de un sistema de alarma (Clark y otros, 1996).

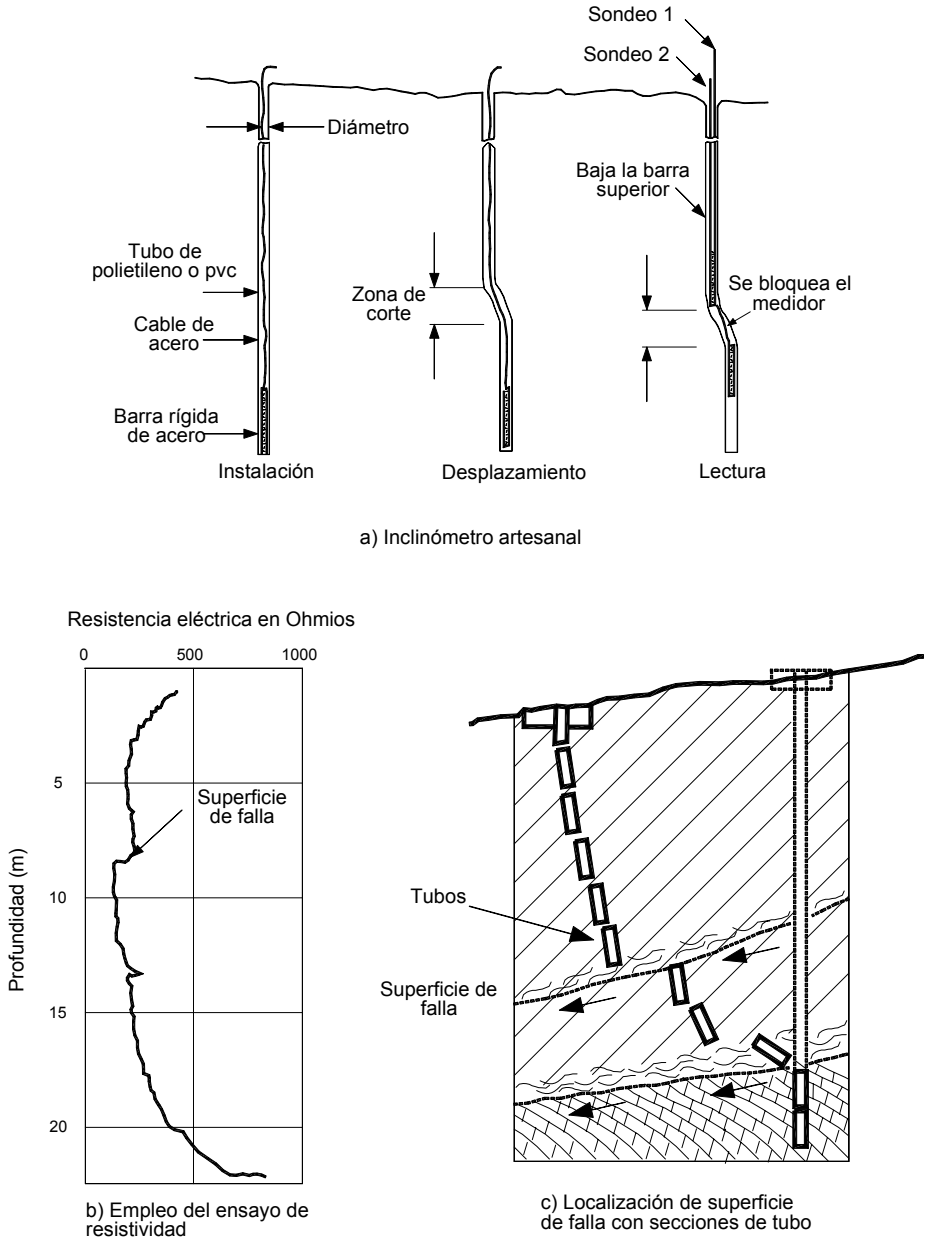


Figura 12.42 Detalle de tres procedimientos diferentes para determinar la superficie de falla en un deslizamiento.

Sistemas de Adquisición Automática de Datos

Los piezómetros, los inclinómetros fijos y otros sistemas de instrumentación de deslizamientos, pueden monitorearse con sistemas automáticos de adquisición de datos (Figura 12.40). De esta forma, se puede realizar un monitoreo continuo en el tiempo, lo cual permite medir ascensos momentáneos de niveles de agua y correlacionarlos con las lluvias.

Los deslizamientos profundos se pueden monitorear con inclinómetros fijos colocados en la superficie de falla y así detectar los movimientos aunque sean pequeños. Igualmente, se pueden correlacionar los datos de los piezómetros con la información de los inclinómetros fijos.

Los datos pueden guardarse en memorias en el sitio o pueden ser enviados en tiempo real, vía telefónica o satelital, a una unidad central;

sin embargo, debe tenerse en cuenta que entre más complejo sea el sistema de monitoreo, generalmente es más vulnerable a los daños.

Es común que cuando se instalan sistemas automáticos de recolección de información del deslizamiento, se hagan menos visitas para verificar los cambios en el deslizamiento y esto impide obtener información adicional de agrietamientos, afloramientos de agua y otros elementos importantes para la toma de decisiones.

Los sistemas automáticos de recolección de datos tienen los siguientes problemas de manejo:

- Requieren el reemplazo de baterías.
- Los sistemas se dañan con frecuencia por acción de los animales, del vandalismo y del clima.
- Los costos de la investigación toman generalmente, mayor tiempo operativo que cuando se hacen lecturas manuales.

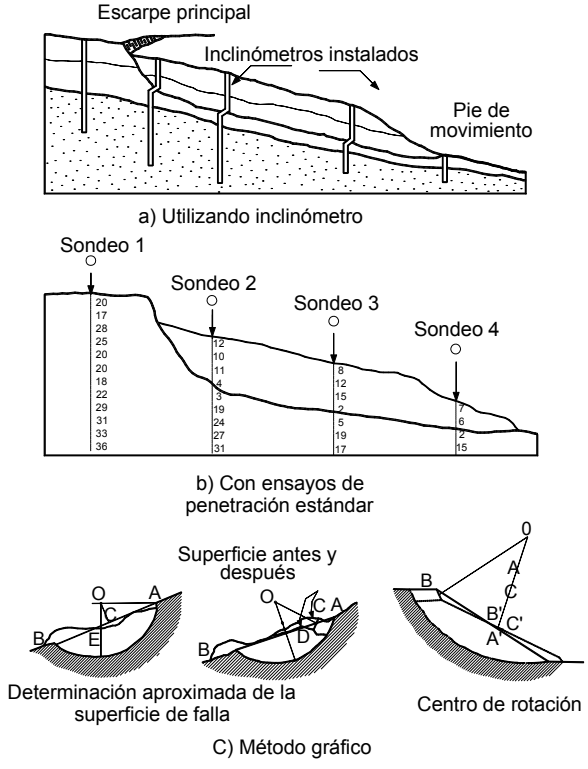


Figura 12.43 Esquemas de determinación de las superficies de falla.

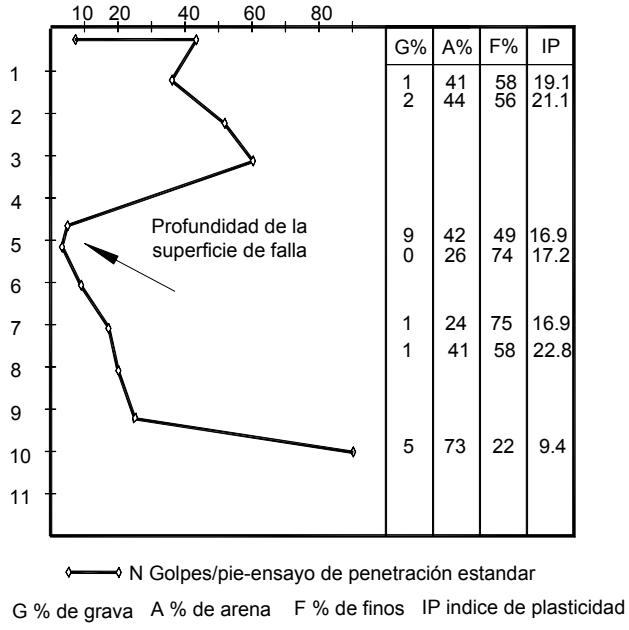


Figura 12.44 Superficie de falla en un sondeo.

La mayor ventaja de la recolección automática de datos es la eliminación de errores humanos y la información se obtiene en tiempo real, lo cual genera mayor confiabilidad para los sistemas de alarma.

Sistemas de Alarma

La construcción de sistemas de alarma para deslizamientos, se ha convertido en un trabajo rutinario en Europa, aunque en los países en desarrollo, es poco utilizado.

Los sistemas de alarma generalmente constan de tres elementos básicos (Figura 12.41):

- Un sistema de instrumentación del talud.
- Un computador que recibe la información de los instrumentos y la analiza.
- Un sistema de alarma que avisa la inminencia de un deslizamiento.

Estos sistemas recogen información en forma continua, utilizando elementos electrónicos, tales como estaciones automáticas climáticas, sistemas de GPS y medidores de inclinación. En ocasiones, se utiliza el sistema telefónico para informar a un computador remoto, la situación de amenaza inminente.

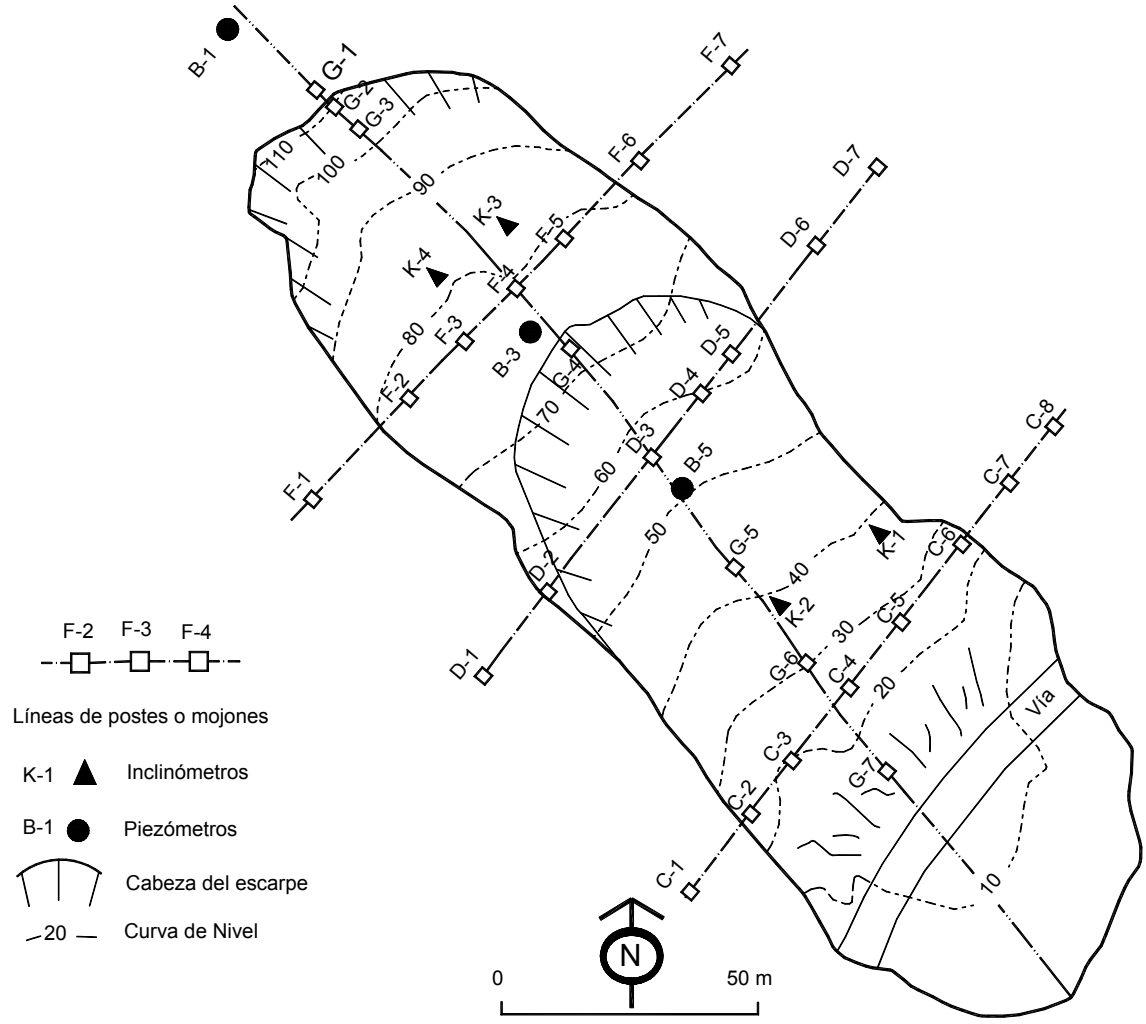


Figura 12.45 Distribución de los inclinómetros, postes de medición y sondeos con piezómetros en el deslizamiento de Katanoo (Modificado de Ayalew y otros, 2005).

CARACTERIZACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO UTILIZANDO LA INSTRUMENTACIÓN

Una vez se ha formado un deslizamiento, se requiere encontrar las causas y mecanismos del movimiento y determinar las medidas correctivas que se deben implementar para controlar los fenómenos.

Para lograr este objetivo, se deben conocer en detalle, los parámetros y fenómenos que caracterizan el problema y con este fin, se requiere programar un estudio detallado del deslizamiento.

El término "deslizamiento" indica que el movimiento ya ocurrió y por lo tanto, deben existir indicios importantes que pueden aportar muy buena información.

Reconocimiento del Tipo y Características del Movimiento

Primero debe reconocerse el tipo de deslizamiento, éste puede determinarse con base en el estudio de los sistemas de agrietamiento.

Por ejemplo, en un deslizamiento de rotación, las grietas son ligeramente curvas en el plano vertical y son cóncavas en la dirección del movimiento, mientras los deslizamientos de traslación en

bloque, presentan generalmente grietas verticales algo rectas y con el mismo ancho de arriba hasta abajo. Es importante además, la identificación de la mayoría de los parámetros que controlan el movimiento mediante un estudio geotécnico.

El sistema de aguas subterráneas puede detectarse con base en la localización de los afloramientos de agua, mediante apiques y sondeos, o utilizando piezómetros. En la visita al sitio, es conveniente ver el deslizamiento a distancia, desde una montaña cercana, para obtener una visión global y regional del problema.

Localización de la Superficie de Falla

La localización de la superficie de falla puede realizarse de formas muy variadas (Figuras 12. 42 a 12.44):

- *Geométricamente.* Utilizando las evidencias topográficas superficiales, se puede inferir en forma aproximada y con un margen relativamente grande de error.

- *Utilizando ensayos de penetración.* La superficie de falla generalmente coincide con una profundidad a la cual la resistencia del suelo disminuye y por lo tanto, la resistencia a la penetración es menor disminuyendo el número de golpes en el ensayo de penetración estándar.

- *Mediante inclinómetros.* La utilización de inclinómetros es un sistema muy utilizado en los estudios detallados de movimientos relativamente lentos, en los cuales se requiere detectar deformaciones relativamente pequeñas. Así mismo, puede determinarse la profundidad aproximada de la superficie de falla mediante diversos ensayos o por métodos artesanales.

- *Con geofísica.* Se pueden utilizar sondeos geoeléctricos, tomografía o prospecciones sísmicas para determinar el espesor de la masa en movimiento. Este procedimiento es muy útil en los coluviones que se deslizan sobre una superficie de roca. La tomografía 3D permite obtener la volumetría de la masa de deslizamiento en tres dimensiones.

Para identificar los mecanismos de falla se recomienda (en todos los casos) colocar algún tipo de instrumentación, utilizando las técnicas que se presentan en este capítulo. La intensidad y el detalle de la instrumentación dependerá de los recursos económicos y técnicos disponibles y de la importancia y complejidad del deslizamiento. El monitoreo topográfico comúnmente es el más utilizado por su disponibilidad y economía. Sin embargo, éste no es suficiente para determinar las propiedades del deslizamiento a profundidad.

Diseño del Programa de Instrumentación y Monitoreo

Para diseñar el programa de monitoreo se requiere haber realizado previamente una investigación detallada del deslizamiento, haber determinado el mecanismo general de falla y tener una magnitud de la escala de la profundidad de la superficie de falla.

Para el diseño de la instrumentación y el monitoreo, se recomiendan los siguientes criterios:

- Localizar los sitios estables para la colocación de BMs de referencia. Estos sitios deben estar sobre la roca o suelos estables por fuera del área del movimiento.

- Determinar las líneas para la colocación de postes o mojones para el monitoreo topográfico. Se recomiendan las líneas transversales a la dirección del movimiento; tanto la parte alta como baja e intermedia del deslizamiento (Figura 22.45).

- Identificar los sitios donde se requiere localizar inclinómetros, piezómetros y otros instrumentos. Los inclinómetros no deben colocarse en los sectores donde se esperan desplazamientos de más de 20 centímetros, (en el período de monitoreo) debido a que se ocasionaría la rotura de los ductos. Los piezómetros son muy importantes en la parte alta del deslizamiento para determinar las presiones de poros relacionadas con la recarga hidrogeológica.

- Determinar los tiempos y procedimientos para las jornadas de medición, así como el procesamiento de los datos.

REFERENCIAS CAPÍTULO 12

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S, Boyce, G. M. (1996), "Slope Stability and Stabilization Methods", John Wiley & Sons Inc., p. 341

Abramson L. W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G. M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Sons, Inc. New York. pp 712.

Ayalew L., Yamagishi H., Marui H., Kanno T. (2005). " Landslides in Sado Island of Japan: Part I. Case studies, monitoring techniques and environmental considerations". Engineering Geology 81. pp 419-431.

Bressani, L.A. (1997). "Field Suction Measurements in a Residual Soil Slope". 2do. Symposium Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro, pp. 363-369.

Clark A.R., Moore R., Palmer J.S. (1996). "Slope monitoring and early warning systems: Application to coastal landslides on the South and east coast of England, UK". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1531-1538.

Cornforth D.H., (2005). "Landslides in practice investigation, analysis, and remedial/preventative options in Soils". John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey. pp. 596.

Corominas J., Moya J., Lloret A . Gili J.A., Angeli M.G., Pasuto A., Silvano S. (2000). "Measurement of landslide displacements using a wire extensometer". Engineering Geology 55,pp 149–166.

Dumnicliff, J. (1988). "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Peformance". New York: Wiley.

Gasmo, J.M., Rahardjo, H., Leong, E.C. (2000). "Infiltration effects on stability of a residual soil slope". Computers and Geotechnics, 26: 145–165.

Hanna, T. H. (1985). "Field Instrumentation In Geotechnical Engineering". Trans. Tech. Publications.

Japan Landslide Society National Conference of Landslide Control (1996). "Landslides in Japan", p.57

Kane, W. F., y T. J. Beck (1996). "Rapid Slope Monitoring". Civil Engineering Magazine, Vol 66, N° 6, June, pp. 56-58.

Mikkelsen P.E. (1996). "Field instrumentation". Landslides Investigation and Mitigation. Special report 247.

Reyes C.A., Fernández L.C. (1996). "Monitoring of Surface movements in excavated slopes". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1579-1584.

Tsang, C. M., G. L. England (1995). "Potential of Fibre Optic Sensing in Gestechnical Applications". Geotechnical News, December.

Capítulo 13

Zonificación de Susceptibilidad Amenaza y Riesgo

Fotografía 13.1 El principal objetivo de la estabilización de taludes es disminuir el riesgo para las vidas humanas, las propiedades y el medio ambiente.

Zonificación de Amenaza y Riesgo

La ocurrencia de los deslizamientos es el producto de las condiciones geológicas, hidrológicas y geomorfológicas y la modificación de éstas por procesos geodinámicos, vegetación, uso de la tierra y actividades humanas, así como la frecuencia e intensidad de las precipitaciones y la sismicidad.

La presencia de deslizamientos es un fenómeno sujeto a muchos grados de incertidumbre, debido a que los éstos incluyen diferentes tipos de movimientos, velocidades, modos de falla, materiales, restricciones geológicas, etc., y el valor del factor de seguridad, puede no ser confiable, debido a que no tiene en cuenta la incertidumbre

de la ignorancia con respecto a la confiabilidad de los datos para el análisis, las incertidumbres de los modelos matemáticos y las incertidumbres humanas (Morgenstern, 1997). Cuando existe incertidumbre sobre la posibilidad o no, de la ocurrencia de un fenómeno, generalmente se toman decisiones equivocadas de diseño. El costo de un proyecto puede resultar muy alto o se tienen que asumir riesgos de características y magnitudes no determinadas.

La zonificación de amenazas y riesgos permite evaluar, parcialmente, esa incertidumbre y es una herramienta muy útil para la toma de decisiones, especialmente, en las primeras etapas de planeación de un proyecto. La zonificación consiste en la división del terreno en áreas homogéneas y la calificación de cada una de estas áreas de acuerdo con el grado real o potencial de amenaza o de riesgo.

El mapeo puede realizarse sobre un área donde se tiene información de la ocurrencia de deslizamientos o se tiene un inventario de estos eventos, o sobre áreas en las cuales no se tiene conocimiento de deslizamientos en el pasado, pero se requiere predecir la posibilidad de amenazas hacia el futuro. En el primer caso, se trabaja con una metodología de mapeo directo con base en la experiencia y en el segundo, una de mapeo indirecto con base en los factores que contribuyen a su ocurrencia.

Se debe diferenciar entre técnicas de análisis relativo y técnicas de análisis absoluto. El análisis relativo presenta la posibilidad diferencial de ocurrencia de deslizamientos sin dar valores exactos y en el análisis absoluto, se presentan factores de seguridad o probabilidad real de ocurrencia de movimientos.

La zonificación de amenazas generalmente es imprecisa debido a que la inestabilidad de los taludes y las laderas es un problema de alta complejidad y todavía muy poco entendido.

El mapeo de zonas de riesgo todavía es una evaluación tipo ejercicio y aunque es indispensable en muchos casos, comúnmente no provee información suficiente para el diseño de las soluciones (Leroi, 1996). Sin embargo, esta herramienta es útil para la planeación, sobre la localización de obras o asentamientos humanos.

TÉRMINOS BÁSICOS

El IUGS definió una serie de términos para la utilización en el análisis cuantitativo de amenaza y riesgo para taludes y deslizamientos, algunos de los cuales se indican a continuación (Modificado del IUGS, 1997):

Riesgo

El riesgo es una medida de la probabilidad y severidad de un efecto adverso a la vida, la salud, la propiedad o el ambiente. Se mide en vidas humanas, propiedades en riesgo y daños ambientales. El riesgo generalmente, es estimado como el producto de la probabilidad de la amenaza por las consecuencias para los elementos en riesgo.

$$Riesgo = Amenaza \ x \ Vulnerabilidad \ x \ elementos \ en \ riesgo$$

Peligro

El deslizamiento geométricamente y mecánicamente caracterizado, se define como peligro. El peligro es básicamente el fenómeno que ocurre, en este caso el deslizamiento.

Amenaza

La amenaza es una condición con el potencial de causar una consecuencia indeseable. Una descripción de amenaza a deslizamientos debe incluir las características de éstos, el volumen o áreas de los movimientos, las profundidades, las velocidades y su probabilidad de ocurrencia. La amenaza es la probabilidad de que ocurra un deslizamiento particular en un determinado tiempo.

Elementos en Riesgo

Se incluye a la población, propiedades, edificios, obras de infraestructura, actividades económicas, servicios públicos y medio ambiente, en el área potencialmente afectada por los deslizamientos.

Probabilidad

Es la posibilidad de un resultado específico medido, así como la relación de los resultados específicos sobre el número total posible de resultados.

La probabilidad se expresa como un número entre 0 y 1, indicando con 0 la imposibilidad de ocurrencia y con 1 la certeza.

Vulnerabilidad
El grado de probabilidad de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos dentro del área afectada por el deslizamiento, se expresa en una escala de 0 (no pérdida) a 1 (pérdida total).

Riesgo Social
El riesgo de lesiones múltiples o muertes de una sociedad como un todo.

Riesgo Económico
El costo de las pérdidas económicas, directas e indirectas, ocasionadas por la amenaza.

Riesgo Ambiental
El riesgo de daños directos e indirectos al medio ambiente.

Análisis de Riesgo
El uso de la información disponible para estimar el riesgo de los individuos o la población, propiedades o el ambiente, debido a las amenazas. El análisis de riesgo generalmente comprende tres pasos: definición del alcance, identificación de la amenaza, determinación de la vulnerabilidad y estimación de riesgo.

Valoración del Riesgo
El proceso del análisis de riesgo y la evaluación de mismo.

Estimación del Riesgo
El proceso utilizado para producir una medida del nivel de riesgos de salud, propiedad o ambiente que son analizados. La estimación del riesgo incluye las siguientes etapas: análisis de frecuencia, análisis de consecuencia y su integración.

Evaluación del Riesgo
La etapa a la cual los juicios y valores entran en el proceso de decisiones, explícita o implícitamente, incluyendo consideraciones de la importancia de los riesgos estimados y las consecuencias sociales, ambientales y económicas asociadas con el propósito de identificar un rango de alternativas para el manejo de los riesgos.

Manejo de Riesgo
El proceso completo de prevención, mitigación y control de riesgo.

Riesgo Aceptable
Un riesgo para el cual estamos preparados a aceptar tal como es, sin preocupación de su manejo. La sociedad no considera justificable realizar gastos para reducir esos riesgos.

Riesgo Tolerable
Un riesgo que la sociedad tiene la voluntad de vivir con él, con la confianza de que está apropiadamente controlado hasta donde es posible.

Riesgo Individual
El riesgo de la fatalidad o lesión de un individuo identificable con nombre propio, quien vive dentro de la zona expuesta al deslizamiento y quien tiene un sistema de vida particular que lo puede exponer al deslizamiento o a sus consecuencias.

HERRAMIENTAS BÁSICAS PARA LA ZONIFICACIÓN

La zonificación de amenazas y riesgos requiere del manejo de una serie de herramientas como son la lógica difusa, los modelos digitales de elevación y los Sistemas de Información Geográfica SIGs.

La Lógica Difusa (Fuzzy Logic)
La lógica difusa fue introducida por Zadeh en 1965 y es una de las herramientas utilizadas en el mapeo de amenazas. La idea de la lógica difusa es considerar los objetos espaciales sobre un mapa como miembros de un conjunto.

Fotografía 13.2 Las vidas humanas son el elemento más importante a tener en cuenta en la evaluación del riesgo. Observe a los niños viviendo sobre el escarpe de un deslizamiento. (Foto Cortesía de Enrique Santoyo – México).

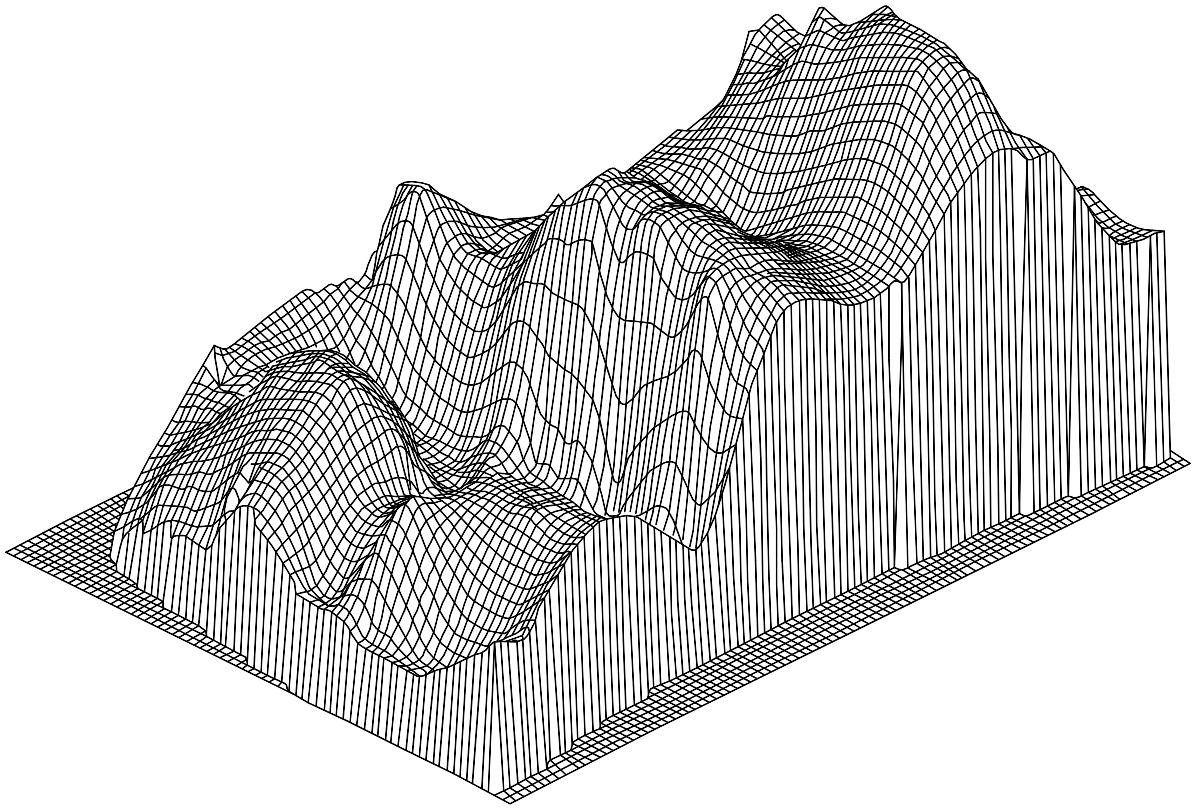


Figura 13.1 Modelo digital de elevación (Weerasinghe y otros, 2004).

En la teoría clásica de conjuntos, un objeto es miembro de un conjunto si tiene un valor de pertenencia al conjunto de 1 y no es miembro cuando tiene un valor de pertenencia al conjunto de 0. En la lógica difusa, la pertenencia al conjunto puede tomarse con cualquier valor de 0 a 1, el cual refleja el grado de pertenencia al conjunto.

Existe una función que expresa el grado de pertenencia al conjunto con respecto a algunos atributos de interés. Los valores de pertenencia al conjunto están en un rango de 0 a 1; sin embargo, los valores están basados en un análisis subjetivo.

Técnicas de Modelación

Carrara (1983) y Hartlen y Viberg (1988) diferenciaron las técnicas de zonificación en tres formatos así:

- ***Modelos de caja blanca*** *("White box model"),* los cuales se basan en los modelos físicos de estabilidad de taludes y modelos hidrológicos; a éstos se les conocen como modelos determinísticos.
- ***Modelos de Caja negra*** *("Black box model"),* los cuales se basan en los análisis estadísticos solamente.
- ***Modelos de caja gris*** *("Gray box model"),* basados parcialmente, en los modelos físicos y parcialmente, en la estadística.

Los Modelos Digitales de Elevación MED

Los modelos digitales de elevación (MED) son capas "raster" en los Sistemas de Información Geográfica (SIGs), donde la elevación es representada como pixeles que cubren un área rectangular específica en una determinada escala. Los modelos digitales de elevación se utilizan para elaborar mapas del relieve del terreno en tres dimensiones, como se muestra en la figura 13.1.

La precisión de los resultados de un análisis de amenazas depende de la precisión del MED. Es común utilizar resoluciones de pixeles cuadrados de 30x30 metros (Rose, 2005). Los SIGs tienen funciones que permiten elaborar mosaicos y secciones del relieve.

Los modelos digitales de elevación pueden construirse a partir de mapas topográficos, de orto-fotomapas o por restitución de fotografías o imágenes.

Los Sistemas de Información Geográfica SIGs

Historia de los SIGs

El primer sistema de información geográfica computarizado fue desarrollado en los años 1960s, pero su real utilización empezó en los años 1970s. El primer SIG empleado para zonificar los deslizamientos, fue reportado por Newman y otros (1978) para un trabajo en California.

Posteriormente, se han reportado en la literatura centenares de casos que usan diferentes técnicas y concepciones teóricas. La mayoría de éstos casos, corresponden a investigaciones relacionadas con la zonificación cualitativa de amenazas, con énfasis en la entrada de información geomorfológica y con modelos muy sencillos pero reales.

La utilización de SIGs para el análisis de susceptibilidad a los deslizamientos, ha sido reportada en varias ocasiones por el U.S. Geological Survey (Brabb 1978, 1984, 1995). Estos estudios tuvieron en cuenta otros factores como geología, pendientes y deslizamientos activos. Posteriormente, se realizaron trabajos basados en el análisis estadístico multivariado, especialmente por Carrara, en Italia. Recientemente, se ha popularizado la utilización de SIGs para modelos determinísticos, con el uso de factores de seguridad.

Partes de un SIG

Un sistema de información geográfica se define como un poderoso grupo de herramientas para recolectar, almacenar, recuperar, transformar y presentar datos en forma espacial (Burrough, 1986).

Generalmente un sistema de información geográfica incluye los siguientes componentes:

- Entrada de datos y verificación.
- Almacenamiento y manipulación de datos.
- Transformación y análisis de datos.
- Salida y presentación de información.

El análisis de amenaza a los deslizamientos, requiere de la modelación de interacciones complejas entre un número grande de factores parcialmente inter-relacionados y de la evaluación de las relaciones entre varias condiciones del terreno y la ocurrencia de deslizamientos.

En la actualidad hay muchos sistemas diferentes, los cuales difieren entre sí con respecto a:

- Tipo de estructura de datos.
- Técnicas de compresión de información.
- Dimensión (dos o tres dimensiones).
- Hardware requerido.
- Interfae de usuario.

Modelo "raster"

El modelo "raster" utiliza celdas o pixeles sobre un mapa. Cada celda posee unas determinadas propiedades (Figura 13.2).

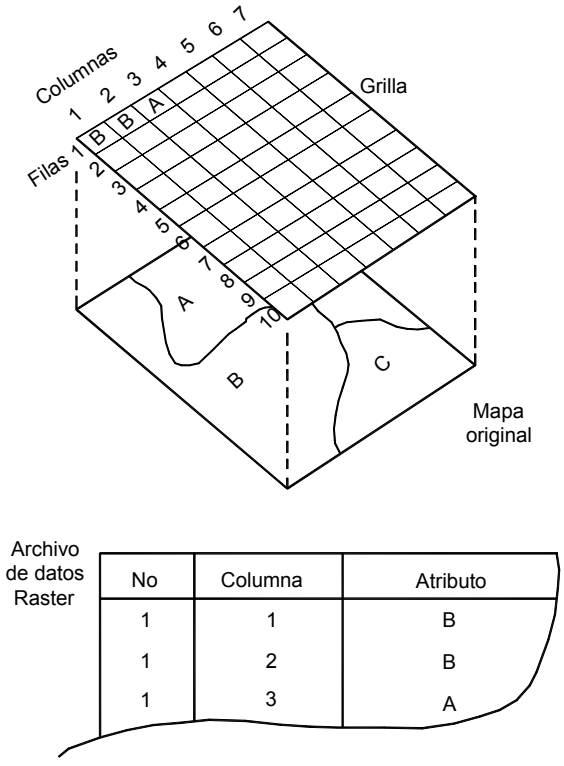


Figura 13.2 Modelo "raster" (Van Westen y Vargas, 2005).

Los datos o propiedades de las celdas se almacenan en capas. El SIG manipula la información de cada una de las capas. Cuando se utilizan técnicas de sistemas de información geográfica, es importante que cada capa de información esté compuesta por un mismo tipo de elementos (Puntos, líneas o áreas y polígonos). A cada mapa o capa se le asigna una escala de valores o calificaciones y de acuerdo con un modelo que integre todas las variables, se obtiene el mapa.

El sistema puede procesar imágenes, tales como aerofotografías escaneadas e imágenes de satélite y debe ser capaz de desarrollar análisis espacial sobre mapas múltiples y tablas de atributos. Las funciones necesarias incluyen la superposición de mapas, reclasificación y otras funciones espaciales que incorporen condicionantes lógicas o aritméticas. En muchos casos, la modelación de deslizamientos requiere la aplicación interactiva de análisis similares usando parámetros diferentes. Por lo tanto, el SIG debe permitir el uso de grupos de archivos y macros para ayudar a desarrollar estas interacciones.

Ventajas y Desventajas del Uso de SIGs

Las ventajas de utilizar SIGs para la zonificación de amenazas de deslizamiento son las siguientes:

- Se puede utilizar una mayor variedad de técnicas de análisis, debido a la velocidad de los cálculos y a que las técnicas complejas requieren la superposición de un número grande de mapas y tablas.

- Es posible mejorar los modelos, evaluando los resultados y ajustando las variables de entrada. En ocasiones, se utiliza un sistema de prueba y error, corriendo el modelo varias veces hasta obtener un resultado satisfactorio.

- Generalment,e en el transcurso del análisis se obtiene nueva información, la cual puede ser actualizada rápidamente en los modelos.

Las desventajas del uso de los SIGs, para la zonificación de amenazas de deslizamiento, son el tiempo relativamente largo de digitalización y el peligro de dar mucha importancia al análisis de datos con poca influencia de la experiencia profesional, lo cual es muy útil y generalmente indispensable para que el modelo no termine siendo un ejercicio teórico, no aplicable.

La Recolección de Datos

La recolección de los datos y su estructuración debe contener:

- Bases cartográficas homogéneas a una escala específica, en la cual los niveles climáticos, dentro de la misma base, deben ser coherentes unos con otros; por ejemplo, deben tener la misma escala de trabajo y el mismo sistema de proyección geográfica.

- Estructuración de la información por niveles. Las bases de datos deben ser estructuradas por elementos temáticos independientes, cada uno de los cuales debe contener información que es homogénea, tanto en el contenido como en su origen. Se debe incluir la fuente de la información, la fecha y validez, la escal y el sistema utilizado de coordenadas.

La recolección de los datos y su estructuración representa entre el 70 y el 80% del costo de un mapa de riesgos (Leroi, 1996). La actualización de datos para complementar un mapa, generalmente es un costo muy similar al de la obtención de la información de un primer estudio.

Escala de los Mapas

La zonificación puede efectuarse en diferentes escalas de acuerdo con la Asociación Internacional de Ingeniería Geológica (1976). El IAEG y otros autores (Van Westen, 2005) recomiendan las siguientes escalas:

- Escala nacional (más de 1: 1.000.000). A esta escala se pueden tomar decisiones de política general, pero no permite definir metodologías de prevención o manejo.

- Escala regional (1:100.000 a 1:500.000).

- Escala media (1:15.000 a 1:50.000). Esta escala da información de la amenaza o riesgo y permite realizar evaluaciones de costos. Áreas hasta de 200 Km^2 utilizando métodos estadísticos.

- Escala grande (1:5.000 a 1:15.000). Esta escala permite la toma de decisiones sobre prevención y manejo. Generalmente, la escala 1:5.000 es la mejor para establecer planes de manejo de los riesgos (Leroi, 1996).

- Escala detallada (1:5.000 a 1:2.000). Para la planificación minuciosa utilizando métodos numéricos o determinísticos.

Dependiendo de la escala se pueden obtener mapas de diversa utilidad, por ejemplo, para la planeación general, se pueden utilizar mapas a escala regional, trabajando áreas hasta 1.000 kilómetros cuadrados pero para la zonificación urbana, se requiere trabajar en escalas detalladas que permitan trazar líneas muy claras de delimitación de las áreas de amenaza o de riesgo.

SUSCEPTIBILIDAD A LOS DESLIZAMIENTOS

La susceptibilidad, generalmente, expresa la facilidad con que un fenómeno puede ocurrir sobre la base de las condiciones locales del terreno. La susceptibilidad es una propiedad del terreno que indica qué tan favorables o desfavorables son las condiciones de éste, para que puedan ocurrir deslizamientos. El mapa de susceptibilidad clasifica la estabilidad relativa de un área, en categorías que van de estable a inestable. El mapa de susceptibilidad muestra donde hay o no, condiciones para que puedan ocurrir deslizamientos. La probabilidad de ocurrencia de un factor detonante como una lluvia o un sismo no se considera en un análisis de susceptibilidad.

Historia de los Mapas de Susceptibilidad

Los mapas de "susceptibilidad" a los deslizamientos fueron desarrollados por primera vez, por Brabb en San Mateo County California, para el USGS en 1978.

- Los primeros mapas se realizaban superponiendo mapas con los diferentes factores geológicos que influían en las fallas de los taludes.

Tabla 13.1 Clasificación de la susceptibilidad a los deslizamientos con base en la observación de la morfología del terreno (Crozier, 1986)..

Susceptibilidad	Criterio
VI Muy alta	Taludes con deslizamientos activos. Los movimientos pueden ser continuos o estacionarios.
V Alta	Taludes sujetos con frecuencia, a actividades de deslizamiento. La activación de los deslizamientos resulta cuando ocurren eventos con intervalos de recurrencia menor a cinco años.
IV Medianamente alta	Taludes con actividad de deslizamientos poco frecuente. La activación de deslizamientos ocurre en los eventos con intervalos de recurrencia mayores a cinco años.
III Mediana	Taludes con antigua evidencia de actividad de deslizamientos, pero que no han presentado movimientos en los últimos cien años.
II Baja	Taludes que no muestran evidencia de actividad previa de deslizamientos, pero que se consideran probables que se desarrollen en el futuro. Sin embargo, los análisis de esfuerzos como la analogía con otros taludes o el análisis de los factores, muestran una posibilidad baja de que lleguen a presentarse deslizamientos.
I Muy baja	Taludes que no muestran evidencia de actividad previa de deslizamientos y que por análisis de esfuerzos, analogías con otros taludes, o por análisis de los factores de estabilidad, se considera muy improbable que se desarrollen deslizamientos en el futuro previsible.

- En 1988, se inició el uso de Sistemas de Información Geográfica para la elaboración de los mapas de susceptibilidad.

- En 1991, se involucraron los métodos determinísticos con el análisis de factores de seguridad para las fallas de talud infinito con el programa DLISA.

- En 1994, el programa SHALSTAB (Montgomery y Dietrich) creó subrutinas que facilitaban el análisis de deslizamientos poco profundos.

- En 1999, se presentaron dos programas SINMAP (Pack y otros) y SMORPH (Vaugeois y Shaw) y se inició la utilización de la lógica difusa en los SIGs.

- En el 2006, el programa PISAm incluyó los modelos digitales de elevación y se desarrolló en Estados Unidos y Canadá el programa ArcSDM3.

En la actualidad, hay una gran cantidad de programas de software geotécnico con subrutinas para el análisis de susceptibilidad.

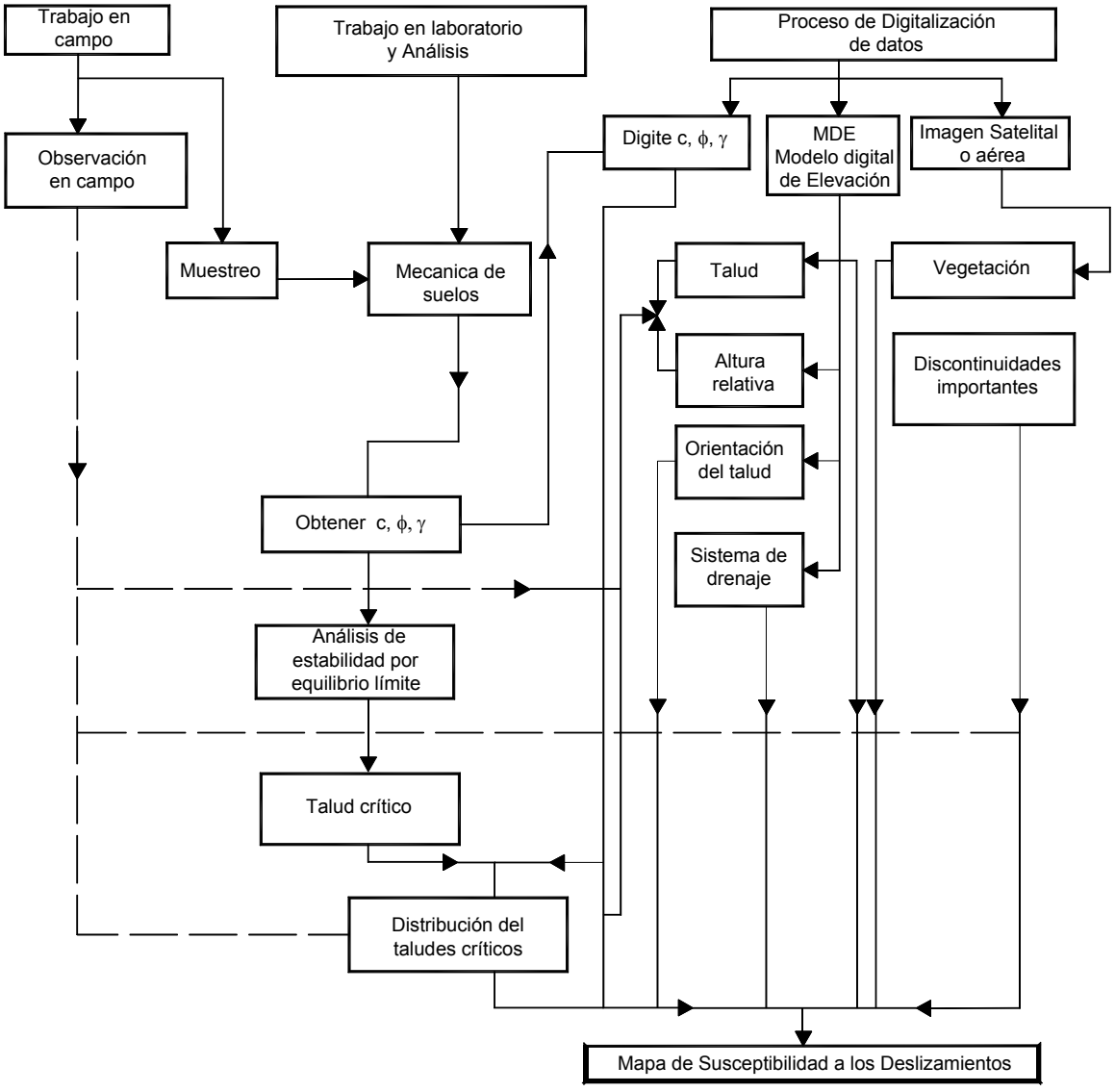


Figura 13.3 Representación esquemática de las fases de investigación para zonificar la susceptibilidad a los deslizamientos (Gokceoglu y Aksoy, 1996).

Tabla 13.2 Criterios para determinar el grado de susceptibilidad a los deslizamientos (Sarkar y Kanungo, 2004).

Susceptibilidad	Criterio
Muy alta	Laderas con zonas de falla, masas de suelo altamente meteorizadas y saturadas y discontinuidades desfavorables donde han ocurrido deslizamientos o existe una alta posibilidad de que ocurran.
Alta	Laderas que tienen zonas de falla, meteorización alta a moderada y discontinuidades desfavorables donde han ocurrido deslizamientos o existe la posibilidad de que ocurran.
Moderada	Laderas con algunas zonas de falla, erosión intensa o materiales parcialmente saturados, donde no han ocurrido deslizamientos, pero no existe completa seguridad de que no ocurran.
Baja	Laderas que tienen algunas fisuras, materiales parcialmente erosionados, no saturados, con discontinuidades favorables, donde no existen indicios que permitan predecir deslizamientos.
Muy baja	Laderas no meteorizadas con discontinuidades favorables que no presentan ningún síntoma de que puedan ocurrir deslizamientos.

Elaboración de Mapas de Susceptibilidad a los Deslizamientos

El mapa de susceptibilidad es un mapa en el cual se zonifican las unidades de terreno que muestran una actividad de deslizamientos similar o de igual potencial de inestabilidad, que se obtiene de un análisis multivariable entre los factores del terreno que afectan la susceptibilidad a los deslizamientos y el mapa de inventario de deslizamientos (Figura 13.3).

No existe un procedimiento estandarizado para la preparación de mapas de susceptibilidad a los deslizamientos y sí existe mucha libertad en la determinación de los pasos a seguir y los niveles de susceptibilidad varían de acuerdo con los criterios de los diversos autores (Tablas 13.1 y 13.2). La susceptibilidad se puede evaluar de dos formas diferentes:

- ***Sistema de la experiencia.*** Se utiliza la observación directa de la mayor cantidad de deslizamientos ocurridos en el área estudiada y se evalúa la relación entre los deslizamientos y la geomorfología del terreno.
- ***Sistema teórico.*** Se mapea el mayor número de factores que se considera que pueden afectar la ocurrencia de deslizamientos y luego, se analiza la posible contribución de cada uno de estos factores.

Elementos para Elaborar un Mapa de Susceptibilidad

Para la elaboración del mapa de susceptibilidad se tienen en cuenta generalmente tres elementos:

- Relieve y mapa de pendientes.
- Características geológicas, geomorfológicas y geotécnicas del terreno.
- Inventario de deslizamientos ocurridos en el pasado.

En áreas de montañas de alta pendiente y valles semiplanos se pueden identificar las áreas de acuerdo con su relieve, el cual es uno de los factores que más afecta la susceptibilidad a los deslizamientos.

La morfometría define las categorías del talud con base en la frecuencia de ocurrencia de determinados ángulos particulares en el talud. El mapa de morfometría puede prepararse reuniendo las áreas en las cuales las líneas de nivel tienen un espaciamiento estándar y pueden dividirse en pendientes inclinadas, moderadas o suaves.

El relieve relativo representa la máxima altura entre la divisoria de aguas arriba de los taludes y el valle abajo del mismo. Si se posee un mapa geológico, a cada formación se le puede asignar un grado de susceptibilidad y se pueden combinar la formación geológica y el relieve, para identificar áreas diferentes dentro de la misma formación. Combinando mapas de pendientes y de geología dentro de un sistema de información geográfica, se pueden lograr resultados interesantes.

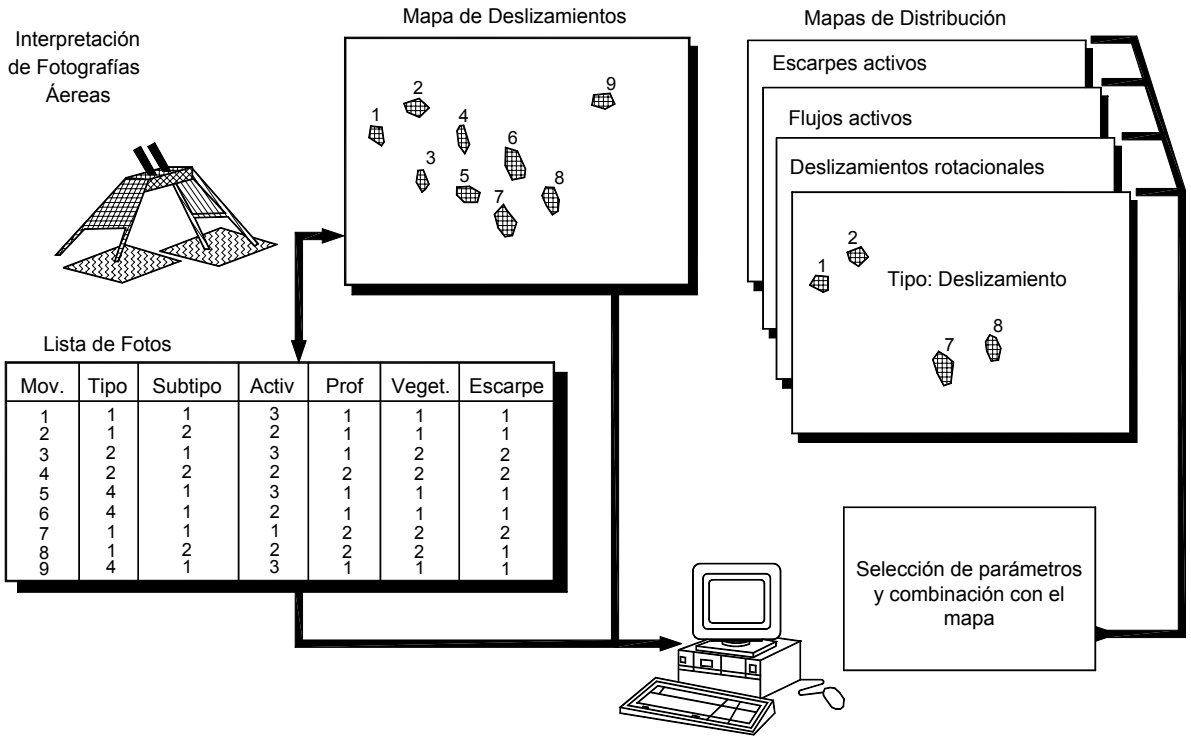
Se recomienda localizar, con mucha precisión, las áreas cubiertas por coluviones, las cuales son generalmente de susceptibilidad alta, al igual que las áreas con procesos intensos de erosión y las áreas de influencia de las grandes fallas geológicas. Se deben tener en cuenta además, otros factores tales como el uso de la tierra y el drenaje.

Tabla 13.3 Clasificación utilizada para elaborar el mapa de pendientes.

Clasificación	Pendiente (ángulo de inclinación)
Muy baja	0 a 5 % (0 a 8.5 grados)
Baja	15 a 30 % (8.5 a 16.7 grados)
Mediana	30 a 50 % (16.7 a 26.6 grados)
Alta	50 a 100% (26,6 a 45 grados)
Muy alta	Más del 100% (más de 45 grados)

Mapa de Pendientes

Para la elaboración del mapa de susceptibilidad es importante dibujar previamente, un mapa de pendientes adicional a los mapas geológicos y de uso del suelo. El objetivo es generar una planta topográfica del área a estudiar, delimitando las áreas de pendiente diferente, en los sectores o fajas de valores previamente establecidos. (Tabla 13.3).



Mov.	Tipo	Subtipo	Activ	Prof	Veget.	Escarpe
1	1	1	3	1	1	1
2	1	2	2	1	1	1
3	2	1	3	1	2	2
4	2	2	2	2	2	2
5	4	1	3	1	1	1
6	4	1	2	1	1	1
7	1	1	1	2	2	2
8	1	2	2	2	2	1
9	4	1	3	1	1	1

Figura 13.4 Uso de SIGs para el análisis de distribución de deslizamientos (Soeters y Van Westen, 1996).

Uso de Fotografías e Imágenes

La sensitividad del mapa de susceptibilidad depende de la precisión de la base topográfica utilizada.

Las fotografías aéreas han sido una herramienta muy importante y en Latinoamérica, sigue siendo la técnica más utilizada para la elaboración de mapas. Una alternativa muy económica es utilizar las fotografías gratuitas de Google-Earth. Actualmente se consiguen varios tipos de imágenes de satélite o avión.

El reconocimiento de deslizamientos por interpretación estereoscópica de fotografías aéreas, es una técnica compleja, principalmente empírica, que requiere de experiencia, entrenamiento, una metodología sistemática y un criterio de interpretación muy bien definido (Speight, 1977; Rib y Liang, 1978; Van Zuidan, 1985).

El interpretador clasifica los objetos geológicos y las formas del terreno basado en su propia experiencia. Se analiza forma, tamaño, color, tono, brillo, textura, moteo, patrones de objetos, topografía y localización ra.elativa. Debido a la variabilidad de los fenómenos de deslizamiento, no es fácil reconocer en forma clara muchos deslizamientos, tanto en las fotografías como en el campo. En la mayor parte de nuestros países los tiempos entre las fotografías de un mismo sitio son muy largos y no permiten la definición de las fechas de ocurrencia.

Inventario de Deslizamientos

Herramientas para los inventarios

El inventario de deslizamientos puede realizarse utilizando una variedad de técnicas y herramientas entre las que se encuentran (Figura 13.4):

- Mapeo geomorfológico en el campo. Reconocimiento de las formas del terreno, indicadores de deslizamientos, relacionándolos con los deslizamientos históricos conocidos.
- Interpretación de fotografías aéreas verticales u oblicuas. Después de un cuidadoso análisis de las fotografías aéreas y correlaciones de campo, se digitalizan sobre los mapas topográficos las áreas de deslizamientos activos e inactivos que se detectaron en el área estudiada.
- Monitoreo de la superficie del terreno a profundidad.
- Interpretación de sensores remotos. Imágenes de satélite o de avión de alta resolución; ópticas o de radar.
- Modelos digitales de elevación tomados del satélite o de avión.
- Análisis histórico de periódicos o crónicas.
- Investigación de archivos en entidades, empresas de ingeniería o geotecnia. Recolección de la información de las entidades responsables de la información sobre deslizamientos (En cada país o región, las entidades son diferentes).
- Revisión de mapas anteriores de inventarios de deslizamientos. En algunos países, se tienen mapas muy completos de inventario de los deslizamientos existentes, generalmente, con sistemas de información geográfica.
- Realización de encuestas a los vecinos, sobre localización, fecha y magnitud de los deslizamientos ocurridos en los últimos años.

Pasos para elaborar los inventarios

Para la preparación de un mapa de inventario de deslizamientos se recomiendan los siguientes pasos (Brabb, 1995; Lan y otros, 2004):

- Determinación de los recursos humanos disponibles.
- Entrenamiento del personal, especialmente en el reconocimiento de los fenómenos.
- Preparación de las convenciones a utilizar y sistema de clasificación.
- Verificación en campo, de los deslizamientos y de la zonificación geológica, para asegurarse de la precisión de la información.
- Preparación de los mapas-base en los cuales se van a dibujar los deslizamientos.
- Compilación de la información y digitalización en ArcGIS.

El producto final presenta la distribución espacial de los deslizamientos en forma de áreas afectadas o símbolos. La distribución de deslizamientos puede presentarse en forma de mapa de densidades o zonas de igual cantidad de deslizamientos.

Dependiendo de la forma como se tomen las decisiones para la elaboración del mapa, se obtienen resultados diferentes.

Cornforth (2005) recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Incluir sólo deslizamientos mayores a 50 m^3.
- Tener la fecha de ocurrencia, en lo posible.
- Localizarlos con coordenadas.

Inventario de deslizamientos utilizando SIGs

Los datos de entrada al SIG consisten en mapas de deslizamientos por fotointerpretación, con chequeo de campos combinados y con tablas que contienen parámetros de esos deslizamientos.

El proceso del SIG es el siguiente:

- Digitalizar los fenómenos de movimientos de masa, cada uno con su propia identificación y un código de seis dígitos que contiene información sobre el tipo de deslizamiento, subtipo, actividad, profundidad, vegetación y si la unidad es una escarpa o un cuerpo de deslizamiento.
- Recodificar el mapa de deslizamientos, mostrando los parámetros para tipos y subtipos en mapas que muestran solamente un solo tipo o proceso. En esta técnica, el sistema de información geográfico es utilizado solamente para guardar la información y presentar los mapas en formas diferentes, por ejemplo, solo deslizamientos activos o solamente escarpes.

  El código de actividad que se le da a cada movimiento, también puede ser utilizado en combinación con los mapas de distribución de deslizamientos, con fechas anteriores para analizar el avance de la actividad de deslizamientos en una determinada área. Esto permite tener porcentajes estimados de deslizamientos nuevos o estabilizados.

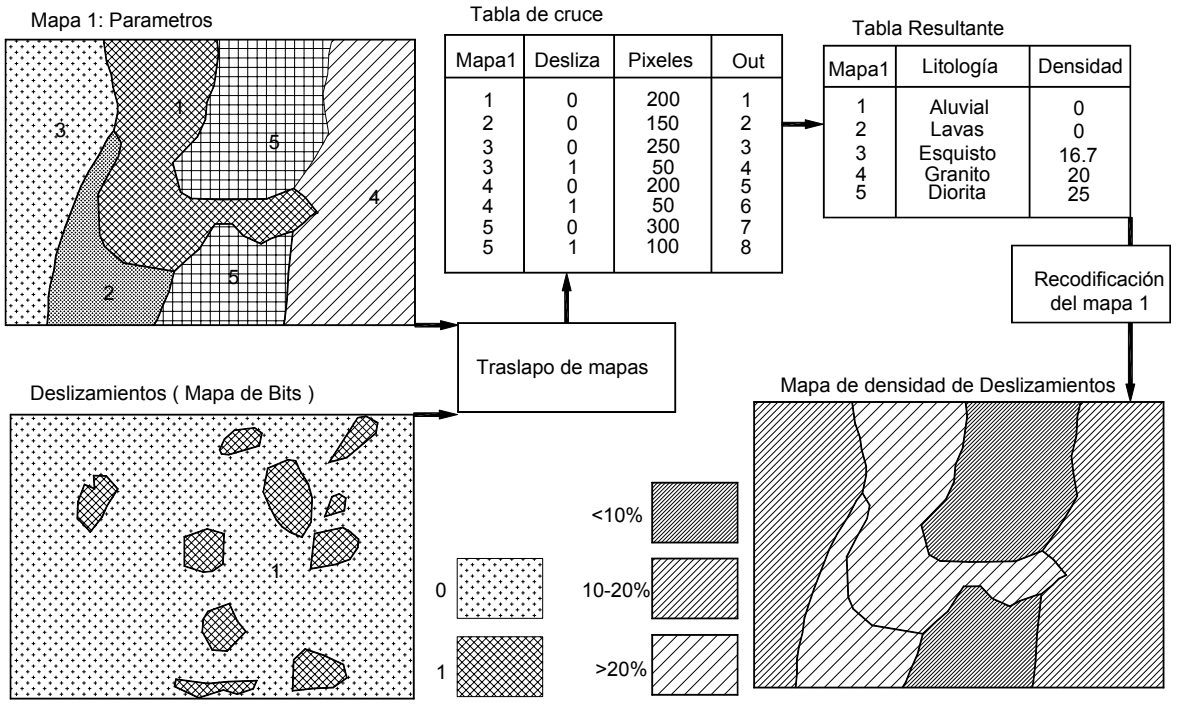


Figura 13.5 Uso de SIGs para el análisis de densidad de deslizamientos (Soeters y Van Westen, 1996).

Densidad de deslizamientos

La información de movimientos en masa, también se puede presentar por porcentaje de cubrimiento o densidad de deslizamientos (Figura 13.5).

El siguiente procedimiento se emplea para el análisis de las densidades:

- Elaboración de un mapa de bits que indique la presencia o ausencia de un tipo de movimiento específico.
- Combinación del mapa de parámetros seleccionado con el mapa de bits (a través de un proceso llamado cruce de mapas) el cual correlaciona espacialmente, las condiciones de los dos mapas.
- Cálculo del porcentaje de área de la clase de parámetro ocupado por deslizamientos.

Con una pequeña modificación, se puede calcular el número de deslizamientos en lugar de la densidad. En este caso, no se hace un mapa de bits sino un mapa de movimientos, en el cual cada polígono tiene un código único y se cruza con el mapa de parámetros. Un sistema especial es el mapeo de isoyetas que representaría la densidad de deslizamientos.

Este método hace uso de un círculo grande que cuenta el número de deslizamientos. Los resultados son valores para los centros de los círculos, los cuales son interpolados con líneas de isoyetas.

Limitaciones de los inventarios de deslizamientos

Entre las limitaciones de los mapas de inventario de deslizamientos, se encuentran las siguientes (Modificado de Guzzetti y otros, 2005):

- Los inventarios son intrínsecamente subjetivos.
- Es muy difícil determinar si el inventario es confiable o si es completo (Guzzetti y otros, 2000; Malamud y otros, 2000).
- Los deslizamientos generalmente son aislados y algo pequeños.

Tabla 13.4 Valores relativos para la ocurrencia de deslizamientos.

Factor	Calificación	Ejemplo	
Formación geológica	0 a 5 dependiendo de la calidad de la formación	Un coluvión matriz soportado Una arcillolita susceptible Un granito Una arenisca competente	Calificación = 5 Calificación = 4 Calificación = 3 Calificación = 0
Estructura	0 a 3 dependiendo del rumbo, buzamiento y resistencia al cortante de las discontinuidades	Estructura favorable a los deslizamientos Estructura algo favorable Estructura No favorable	Calificación = 3 Calificación = 2 Calificación = 0
Grado de meteorización	0 a 3	Muy meteorizado Roca sana	Calificación = 3 Calificación = 0
Fracturación	0 a 3	Muy fracturada Sin fracturas importantes	Calificación = 3 Calificación = 0
Nivel freático	0 a 5	Superficial No hay nivel freático	Calificación = 5 Calificación = 0
Susceptibilidad Geológico-geotécnica	Suma de todas las calificaciones		

- La elaboración de las bases de datos de los inventarios, es un procedimiento tedioso.
- Comúnmente, no existe una entidad responsable de mantener la base de datos.
- Frecuentemente, la información se debe recolectar en periódicos o por interpretación de fotografías.
- Generalmente, no hay fotografías con buena resolución.
- Es muy común que la mayoría de los deslizamientos históricos importantes, no estén en la base de datos.

No se ha establecido un criterio estándar para medir la calidad del mapa de inventario para los deslizamientos.

Tabla 13.5 Pesos para evaluar la susceptibilidad de rocas a los deslizamientos (Nicholson y Hencher, 1997).

Factor	Característica	Peso
Espaciamiento de las discontinuidades	>2 m	2
	600 mm - 2 m	8
	200 - 600 mm	16
	60 - 200 mm	28
	<60 mm	35
Abertura de las discontinuidades en milímetros	Cerrada – 0.1 mm	1
	0.1 - 0.5 mm	3
	0.5 - 1.0 mm	7
	1.0 - 5.0 mm	13
	>5.0 mm	15
Resistencia de la roca intacta MPa	>200	2
	100-200	5
	50-100	10
	12.5-50	18
	5-12.5	27
	<5	35
Meteorización	Roca sana	1
	Roca algo meteorizada	5
	Roca moderadamente meteorizada	10
	Roca altamente meteorizada	14
	Roca completamente meteorizada	15

Valor Total de Susceptibilidad

Clase	Valor	Descripción de la Susceptibilidad
1	0-20	Muy baja
2	20-40	Baja
3	40-60	Moderada
4	60-80	Alta
5	>80	Muy alta

La mejor forma es el cruce de información con expertos conocedores del terreno en el área específica estudiada o por comparación con otros mapas de áreas cercanas (Carrara, 1992).

Un inventario incompleto o poco confiable puede dar como resultado una evaluación errónea de la susceptibilidad, la amenaza o el riesgo. La confiabilidad depende principalmente de la calidad y la abundancia de la información (Guzzetti y otros, 1994; Ibsen yBrunsden, 1996; Glade, 1998, 2001; Cruden, 1997).

Características Geológicas, Geomorfológicas y Geotécnicas

Se recomienda elaborar un plano geológico - geotécnico en el cual se indiquen los suelos o materiales más susceptibles para sufrir procesos de deslizamiento. Algunos municipios disponen de planos geológicos o geotécnicos de las áreas urbanas y la clasificación de los diversos tipos de suelos con sus principales limitaciones.

El objetivo principal es definir el comportamiento relativo de cada formación y el tipo de roca o suelo. La metodología recomendada es la de asignar calificaciones o valores a cada parámetro geológico o geotécnico, de acuerdo con su grado de influencia sobre la susceptibilidad y las condiciones reales del material. Para la calificación de los diversos parámetros, se requiere la intervención de geólogos y geotecnistas con amplios conocimientos sobre el comportamiento de los materiales en el área de estudio.

Tabla 13.6 Peso de los diferentes factores de acuerdo con Ambalagan (1992).

Factor	Peso en el análisis
Litología	2
Estructura y discontinuidades	2
Morfometría del talud	2
Relieve relativo	1
Uso de la Tierra y cobertura vegetal	2
Condiciones de aguas subterráneas	1
Total	10

Tabla 13.7 Valoración de factores para la evaluación de susceptibilidad a los deslizamientos debidos a lluvias (Asian Technical Committee on Geotechnology for Natural Hazards in ISSMFE, 1997).

Factor	Característica	Peso
Altura del talud	≥10 m. <10 m.	7 3
Inclinación del talud	≥45º <45º	1 0
Salientes topográficas (overhangs)	Presentes Ausentes	3 0
Espesor de suelo superficial	≥0.5 m. <0.5 m.	1 0
Nacimientos de agua	Presentes Ausentes	1 0
Fallas alrededor del área	Presentes Ausentes	3 0

Ambalagan (1992) propuso un sistema de calificación con los pesos indicados en la Tabla 13.6. En las tablas 13.4 a 13.7 se muestran algunos de los criterios utilizados para calificar cada uno de los factores. Como se puede observar, los criterios varían de acuerdo con el autor y la experiencia específica en cada área o país.

Procedimientos para la Elaboración de un Mapa de Susceptibilidad

1. Método de Superposición heurística

Se divide el terreno en una serie de subáreas que tienen características similares en cada uno de los aspectos indicados (Relieve, geología, geomorfología, geotecnia, etc.).

Fortalezas

- Se puede hacer el análisis sin inventario de eventos.
- Es rápido y de bajo costo.
- Permite un reconocimiento de primer orden.

Debilidades

- Requiere de un conocimiento "a-priori" de los factores que afectan la ocurrencia de deslizamientos en el área analizada.
- Es muy difícil establecer reglas para los pesos de los diferentes factores.
- Alto nivel de subjetividad.
- Gran incertidumbre.

2. Zonificación estadística basada en inventarios

El mapa de inventario de deslizamientos muestra la localización y magnitud de los deslizamientos ocurridos en el pasado, en un área determinada.

Fortalezas

- Genera una muy buena combinación entre los parámetros escogidos por los expertos y el análisis espacial cuantitativo.
- Da una idea objetiva de la susceptibilidad.

Debilidades

- Requiere de inventarios completos de deslizamientos.
- Asume la independencia de los parámetros de entrada.

AMENAZA A LOS DESLIZAMIENTOS

Amenaza natural es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente destructor, en un área específica dentro de un determinado período de tiempo (Varnes, 1984) (Figura 13.6).

Una evaluación de amenaza a los deslizamientos, incluye un estudio previo de la susceptibilidad y de la posibilidad de que ocurra un evento detonante. Para que se presente la amenaza, se requiere que se presenten conjuntamente la susceptibilidad y el evento detonante.

SUSCEPTIBILIDAD + EVENTO DETONANTE = AMENAZA

Objetivos de la Evaluación de la Amenaza

Es importante definir previamente el objetivo de la evaluación de las amenazas y los mapas de amenaza a los deslizamientos. El análisis específico de la amenaza varía de acuerdo con el objetivo y los procedimientos de un estudio a otro.

Los estudios de amenaza por deslizamientos se realizan para muchos propósitos. Algunos de ellos pueden ser (Van Westen, 2005):

- Planeación rural o urbana.
- Estudios de impacto ambiental de trabajos de ingeniería.
- El manejo de desastres en un pueblo o ciudad.
- La modelación de la producción de sedimentos en una cuenca.
- Proyectos de participación comunitaria en el manejo de desastres.
- Concientización o alerta a los tomadores de decisiones.
- Propósitos científicos.

Cada uno de estos objetivos tiene requerimientos específicos en lo que respecta a la escala de trabajo, el método de análisis y el tipo y detalle de los datos de entrada que deberán ser recolectados.

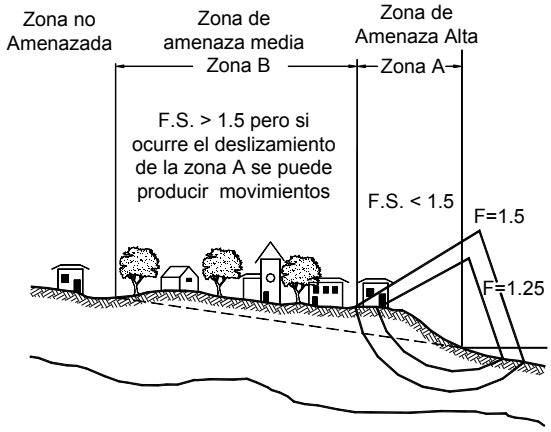


Figura 13.6 Zonificación de amenaza a los deslizamientos.

Si los objetivos son generales o para alertar sobre las amenazas, se puede trabajar con información poco detallada; pero si el objetivo es de planeación urbana y si los datos recolectados son muy generales, se puede caer en la "sobre-simplificación".

Probabilidad de Ocurrencia

Probabilidad (P)
La posibilidad de un resultado específico, medido como el cociente de dicho resultado, entre el número total posible de resultados. Se expresa como un número entre 0 y 1, correspondiendo el cero a la imposibilidad de ocurrencia y el uno a la certeza.

La probabilidad de deslizamiento se puede expresar en términos de (IUGS, 1997):

- El número de deslizamientos pora año, característica que podrían ocurrir en el área de estudio.
- La probabilidad de que una ladera en particular, experimente deslizamientos en un período dado, por ejemplo, un año.
- Las fuerzas motoras que exceden las fuerzas resistentes en términos de probabilidad o confiabilidad, sin relacionar el análisis, con una frecuencia anual (Factor de seguridad).
- Formas de representar la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos.

Probabilidad de la Intensidad de un Deslizamiento

La intensidad de la amenaza por deslizamiento tiene usualmente una menor probabilidad de ocurrencia que la del deslizamiento en sí.

$$P_i = Ph \ x \ P_s$$

Donde:
Pi = Probabilidad de que se alcance cierto nivel de intensidad en un sitio.
Ph = Probabilidad de ocurrencia del deslizamiento.
Ps = Probabilidad de impacto espacial.

Período de Retorno de las Amenazas

La probabilidad de que ocurra una amenaza de determinada magnitud en un determinado tiempo, está dada por la expresión:

$$p = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t$$

Donde:
p = probabilidad
T = período de retorno
t = tiempo considerado

El período de retorno T de las amenazas a deslizamientos, depende principalmente de los períodos de retorno de los eventos lluviosos extraordinarios y de los sismos de gran magnitud. Las evaluaciones de amenaza se deben realizar para tiempos considerados (t) dentro de la vida útil de las estructuras.

Por ejemplo, para la amenaza de deslizamiento de una presa de tierra se puede suponer una vida útil (t) de 100 a 150 años (González de Vallejo y otros, 2002). En las evaluaciones de amenaza debe especificarse para qué período de retorno se modeló.

Una de las mayores dificultades para la evaluación de la amenaza es el período de retorno de la amenaza. Para resolver este problema Ragozin y Tikhvinsky (2000), proponen realizar el monitoreo con el tiempo a largo plazo, del estado de los factores que determinan la amenaza, pero aún si se dispone de la información a largo plazo, la predicción no va a permitir la caracterización de todos los efectos externos y sus posibles combinaciones.

Por esta razón, los análisis determinísticos no permiten predecir los períodos de retorno y se requiere acudir a análisis probabilístico. Esta es tal vez la limitación más importante de los métodos determinísticos.

En ocasiones, en los métodos determinísticos, se asumen escenarios irreales por falta de información sobre el comportamiento real de los taludes a largo plazo. Los análisis determinísticos deben incluir un análisis probabilístico de la ocurrencia de los factores detonantes de las amenazas, como son las lluvias, los niveles freáticos y los sismos, para poder suponer los escenarios de las amenazas con el tiempo.

Suposiciones Básicas para la Modelación y Mapeo de la Amenaza

La evaluación de la amenaza a los deslizamientos parte de las siguientes suposiciones:

- Que los futuros deslizamientos van a ocurrir en circunstancias similares a los deslizamientos que han ocurrido en el pasado, en el área en estudio o en áreas en las cuales los expertos tienen conocimiento que el comportamiento de las laderas es similar.

- Que la información espacial que representan los factores que causan los deslizamientos contenidos en una base de datos de un sistema de información geográfica, permiten formular la ocurrencia de futuros deslizamientos.

Requisitos que se Deben Cumplir

En una evaluación de la amenaza se deben cumplir los siguientes requisitos.

- Las circunstancias supuestas en el modelo deben ser similares a las de los eventos que han ocurrido en el pasado.

- Todos los factores condicionantes deben investigarse y deben ser incluidos en el análisis.

- Las técnicas matemáticas utilizadas deben corresponder al comportamiento real de las laderas en el sector mapeado.

- El modelo utilizado debe ser validado con situaciones reales.

Resultados que se Deben Obtener

La amenaza a los deslizamientos, generalmente, se muestra en planos que indican la distribución espacial de los diversos tipos de amenaza. (Figura 13.7).

Un mapa de amenaza debe predecir entre otros los siguientes aspectos:

- *Tipo de evento:* Caídos, reptación, deslizamientos rotacionales, etc. Cada tipo de deslizamiento puede tener un impacto diferente sobre el ambiente y producir un riesgo diferente.

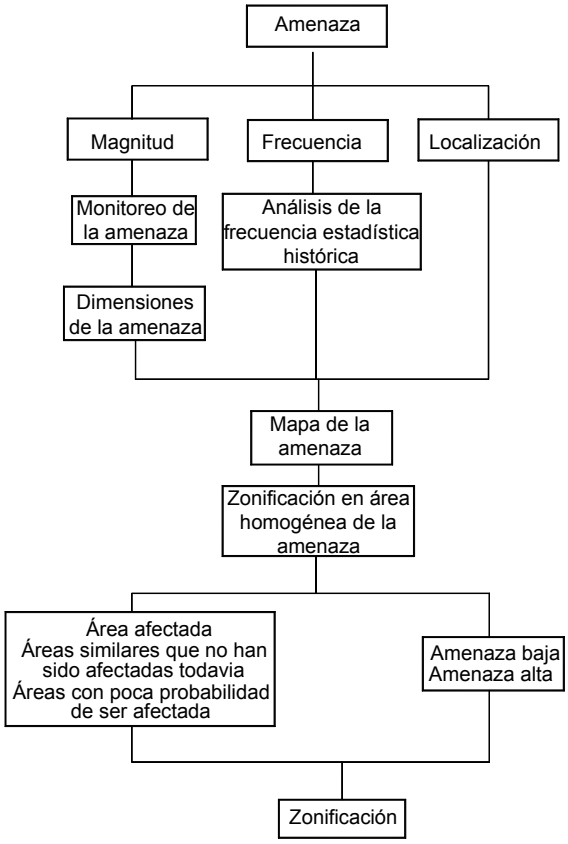


Figura 13.7 Esquema general de la zonificación de la amenaza (Van Westen, 1994).

- *Magnitud o tamaño de los eventos:* Se refiere al volumen y la extensión espacial.

- *Velocidad y características del movimiento:* Están especialmente relacionadas con la posibilidad de impacto a las estructuras o personas.

- *Distancia de recorrido:* Es la distancia que recorre la masa hasta su frenado definitivo. Este recorrido puede tomar períodos largos de tiempo.

- *Límite de progresión o retroprogresión:* Es el límite de avance (a largo plazo) de los movimientos hacia abajo, hacia arriba y hacia los costados del deslizamiento analizado.

- *Período de retorno o probabilidad de ocurrencia de recurrencia:* 50, 100, 500 años.

Tabla 13.8 Escalas recomendadas para la zonificación de amenaza por los deslizamientos.

Amenaza	Factores de seguridad estáticos	Factores de seguridad dinámicos Kh = 0.5 A	Observación
BAJA	Mayores a 1.5	Mayores de 1.15	El escenario de análisis estático debe incluir los niveles de aguas de acuerdo con un período de retorno
MEDIA	1.2 a 1.5	1.0 a 1.15	
ALTA	Menores de 1.2	Menores de 1.0	

Nivel de la Amenaza

No existe un estándar internacional para la calificación de la amenaza. Los términos utilizados incluyen desde la amenaza muy baja a la amenaza muy alta como se indica en la tabla de Ambalagan (1992).

Entre más categorías se utilicen, el mapa es más difícil de interpretar. Se recomienda, por su utilidad práctica, la utilización de tres escalas de clasificación como se indica en la tabla 13.8; sin embargo, la zonificación no debería ser subjetiva sino que debería representar un margen de probabilidad como lo recomienda Hungr en la tabla 13.9.

Amenaza Relativa /Absoluta

Otra división útil en las técnicas de estudio de amenazas por la inestabilidad de las pendientes, es la diferenciación entre amenaza absoluta y amenaza relativa.

Amenaza relativa

Las técnicas para estudio de la amenaza relativa diferencian las probabilidades de ocurrencia de movimientos de masa para las diferentes áreas en el mapa, sin dar valores exactos (Van Westen, 2005).

Amenaza absoluta

Los mapas de amenaza absoluta muestran un valor absoluto para la amenaza, tal como un factor de ocurrencia o una probabilidad de ocurrencia.

Factores que se deben Tener en Cuenta

La zonificación de amenazas requiere tener en cuenta varios elementos:

- *La información histórica:* Un inventario detallado de los deslizamientos y procesos de inestabilidad que han ocurrido en el pasado.
- *La información física, geológica, geomorfológica y geotécnica del área a zonificar:* El análisis de la susceptibilidad a la ocurrencia de esos fenómenos, relacionada con las condiciones físicas y ambientales existentes.
- *La información* de los procesos que activan los deslizamientos: Lluvias, sismos, etc.
- *El estudio de las probabilidades reales* de que se presenten las condiciones para la ocurrencia de los fenómenos (Por ejemplo, de que ocurra una lluvia o un sismo de tal magnitud que pueda activar los posibles deslizamientos de tierra en un área susceptible, en un determinado período de tiempo).

La zonificación es el resultado de la aplicación de un modelo en el que se involucran todos los factores que intervienen en el fenómeno. En la tabla 13.10 se indican las capas de datos para el análisis de amenazas a los deslizamientos (Soeters y Van Westen, 1996).

Parámetros para el Análisis

Para la elaboración de mapas de amenaza se deben analizar los siguientes parámetros:

- ***Susceptibilidad a los deslizamientos***
  Como se expresó anteriormente, esta susceptibilidad depende de las condiciones topográficas y geológicas de cada área específica y del conocimiento de los deslizamientos ocurridos en el pasado.

Tabla 13.9 Escala sugerida de probabilidades para la magnitud o intensidad de un deslizamiento (Hungr, 1997).

Término	Rango de Frecuencia (1/año)	Significado
Muy alta probabilidad	> 1/20	El deslizamiento puede ser inminente. Los eventos de deslizamiento ocurrirían con un periodo de retorno de 20 años o menos y dejarían signos claros de perturbación relativamente frescos.
Alta	1/100 – 1/20	Debe esperarse que ocurra un deslizamiento dentro del tiempo de vida de una persona o de una estructura típica. Son identificables las perturbaciones, pero no parecen recientes.
Media	1/500 – 1/100	La ocurrencia de un deslizamiento en el término de un tiempo de vida no es probable, pero es posible.
Baja	1/2500 – 1/500	Una probabilidad anual de 1/2500 es de significado incierto.
Muy Baja	< 1/2500	Este límite es comparable con la probabilidad asociada al sismo creíble, máximo que se usa para el diseño de presas en Canadá.

- ***Hidrología***
  Se deben analizar las lluvias (tipo, características) la longitud de los sistemas de drenaje, el tamaño y características del área de aferencia de agua, la temperatura, la evapotranspiración y los mapas de niveles freáticos.

- ***Uso de la tierra y vegetación***
  El objetivo del mapa de vegetación o de la cobertura vegetal, es definir las áreas cubiertas por bosques primarios o secundarios, pastos, rastrojo, cultivos, etc. Es importante definir no solamente el tipo de vegetación, sino su densidad y características específicas. Adicionalmente, deben incluirse las áreas expuestas o desprovistas de vegetación.

- ***Factores Antrópicos o urbanos***
  Localización y características de las carreteras, canales, tubería, oleoductos y demás elementos, producto de la acción humana. Se deben zonificar las áreas de zonas duras o pavimentadas, las áreas de zonas verdes, la localización de sumideros y demás elementos de drenaje y los sitios de descarga de los diversos colectores de aguas.

  Uno de los objetivos es determinar los sitios donde existe o pueda existir concentración de corrientes de agua, que pudieren producir focos de erosión o acelerar los procesos en los focos existentes.

  Deben delimitarse los sitios de botaderos de basuras, cortes de carreteras, áreas en proceso de deforestación y demás acciones de tipo antrópico que afectan los procesos de erosión o deslizamientos.

- ***Tectónica y Sismicidad***
  Se debe identificar la cercanía a las fallas geológicas, volcanes y otras fuentes de energía sísmica y realizar un análisis de la sismicidad histórica para definir la intensidad de los fenómenos sísmicos que puedan activar los deslizamientos.

  Existen algunos métodos para determinar el valor de las fuerzas y las aceleraciones sísmicas que permiten definir los valores diferentes de amenaza. Generalmente, se trabaja con un valor de sismo-aceleración, el cual se integra a los cálculos de estabilidad.

Tabla 13.10 Capas de datos para el análisis de amenazas por los deslizamientos (Modificado de Soeters y Van Westen, 1996).

Tema	Capa de Datos	Tablas de Datos de Acompañamiento
Geomorfología	Unidades de terreno para el mapeo	Unidades de terreno para el mapeo.
	Unidades y subunidades geomorfológicas	Descripción geomorfológica.
	Deslizamientos recientes	Tipo, actividad, profundidad, dimensiones, etc.
	Deslizamientos antiguos	Tipo, actividad, profundidad, dimensiones, etc.
Topografía	Modelo digital del terreno	Clases de altitud.
	Mapa de pendiente	Ángulos y clases de talud.
	Mapa de dirección de pendientes	Clase de dirección de pendientes.
	Longitud de las pendientes	Clases de longitud de las pendientes.
	Concavidades y convexidades	Datos de concavidades o de convexidad.
Geología y Geotecnia	Litología	Litología, existencia de la roca, desplazamiento de discontinuidades.
	Secuencias de materiales	Tipos de material, profundidad, clasificación unificada, granulometría, densidad, c y ϕ.
	Mapa de geología estructural	Tipos de falla, longitud, buzamiento, dirección, ejes de plegamiento, etc.
	Aceleraciones sísmicas	Aceleración sísmica máxima, periodo de retorno.
Uso de la tierra	Infraestructura reciente	Carreteras, acueductos, urbanizaciones, etc.
	Infraestructura antigua	Carreteras, acueductos, urbanizaciones, etc.
	Mapa de uso actual de la tierra	Tipos de uso, densidad de árboles, profundidad de raíces.
	Uso antiguo de la tierra	Tipos de uso.
Hidrología	Drenaje	Tipo, orden, longitud, densidad.
	Áreas, diferencia de escorrentía	Orden, tamaño.
	Lluvias	Cantidades de precipitación, intensidades, periodo de retorno.
	Temperatura	Temperatura en el tiempo.
	Evapotranspiración	Evapotranspiración en el tiempo.
	Mapas de niveles freáticos	Profundidad del nivel freático en el tiempo.

La tecnología actual permite obtener con algún grado de precisión, las aceleraciones, con sus respectivas amplificaciones debidas a factores geotécnicos o topográficos; sin embargo, debe tenerse en cuenta que el desplazamiento máximo esperado es un factor muy importante para el análisis del factor sismo (Leroi, 1996).

- ***Procesos actuales***
  En este mapa se deben localizar las áreas afectadas por surcos, erosión laminar, cárcavas de erosión, deslizamientos, etc, además de las corrientes de agua que estén sufriendo profundización o ampliación de su cauce.

Métodos de Análisis

Existen varias formas de analizar la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos:

- Datos históricos en el área de estudio o en las áreas de características similares.
- Análisis empíricos basados en las correlaciones de acuerdo con los sistemas de clasificación en la estabilidad de taludes.
- Uso de evidencias geomorfológicas junto con los datos históricos o basada en el criterio de los profesionales.
- Relación con la frecuencia e intensidad de los eventos detonantes, por ejemplo, lluvias o sismos.
- Valoración directa basada en el criterio de un experto.
- Modelación de variables primarias como por ejemplo, las presiones fisiométricas contra los eventos detonantes, al igual que el conocimiento de las características físicas.
- Aplicación de métodos formales probabilísticos, tomando en cuenta la incertidumbre en geometría, resistencia al cortante, mecanismos de deslizamiento y presiones piezométricas.

Es importante combinar la información subjetiva con la información medida, lo cual puede hacerse formal o informalmente.

Debe anotarse que existe una serie de datos importantes, los cuales pueden no estar disponibles para el análisis. En este caso, cualquier valoración puede resultar incorrecta si no se tienen en cuenta. Por la razón anterior, es determinante que toda la información relevante sea recolectada, analizada y valorada.

MÉTODOS HEURÍSTICOS

Los métodos heurísticos se basan en el estudio conceptual de los procesos de ocurrencia de los deslizamientos y requiere del análisis por parte de profesionales con conocimientos y experiencia tanto de la región estudiada como de los procesos.

En el análisis heurístico, el mapa de amenazas es hecho utilizando el conocimiento del profesional especializado sobre un sitio específico, a través de fotointerpretación o trabajo de campo. Este mapa puede hacerse directamente en el campo o recodificando un mapa geomorfológico.

El procedimiento es la asignación subjetiva de pesos o valores a los factores relevantes y a las subclases para obtener una suma de susceptibilidad a amenaza relativa.

La Evaluación por un Experto

La evaluación por expertos es tal vez, el método de mapeo más utilizado. Éste se basa en la experiencia de un experto quien define las reglas y criterios de estabilidad y evolución de los movimientos. Los criterios tienen como referente, la experiencia adquirida en situaciones supuestamente similares.

Las ventajas de la evaluación por parte de un experto, son, el análisis multicriterio que está implícito en la mente del profesional experimentado que puede ser evaluado en diferentes escalas con un manejo constante de información anterior basada en la descripción detallada de la situación de campo.

La evaluación es fácil y directa y la información que no existe, se supone o se interpola en forma subjetiva. Las desventajas de la evaluación por expertos están en la subjetividad de los criterios. Puesto que se requiere de un conocimiento muy completo y específico de las causas y factores que producen la inestabilidad en las áreas estudiadas y del conocimiento previo de cómo han ocurrido los deslizamientos históricos en el área estudiada.

Cada experto asigna pesos diferentes de acuerdo con su propia experiencia (Tabla 13.11). Los factores son subjetivos y se puede manejar el mapa al criterio del que lo elabora. El experto no es dado a analizar alternativas y es muy difícil y prácticamente imposible, que el experto pueda explicar su criterio y sus reglas para permitir un análisis crítico de los resultados obtenidos (Leroi, 1996).

Comúnmente, quienes elaboran el mapa no han analizado los deslizamientos que han ocurrido en el área específica que se estudia y en consecuencia, se pueden cometer muchos errores.

Método de Mora y Vahrson

Mora y Vahrson (1993) realizaron estudios de casos de fallas de taludes en Centroamérica y propusieron un método de predicción de amenaza; en este método se incluyeron tres factores relacionados con la susceptibilidad que son: Relieve relativo, condiciones litológicas y humedad.

Adicionalmente, se consideraron dos factores relacionados con el evento detonante, que son: la sismicidad y la intensidad de las lluvias.

Combinando estos factores, se encontró un grado de amenaza a deslizamiento de los taludes:

$$Hl = (Sr \ x \ Sl \ x \ Sh) x \ (Ts + Tp)$$

Donde:

Hl = índice de amenaza a deslizamiento
Sr = índice de relieve relativo
Sl = susceptibilidad litológica
Sh = influencia de la humedad natural del suelo
Ts = influencia de la sismicidad
Tp = influencia de la intensidad de la precipitación

Asignación de Pesos en el SIG

El SIG se utiliza como una herramienta rápida de dibujo y cuantificación pero no se usa para el análisis de parámetros (Figura 13.8). El criterio con el cual se designan las clases, puede variar de polígono en polígono. El análisis se puede hacer, sin embargo, utilizando los valores de peso en cada mapa de parámetros y cada mapa recibe un diferente peso. El profesional especializado decide qué mapas y los valores de peso empleará, con base en su propia experiencia.

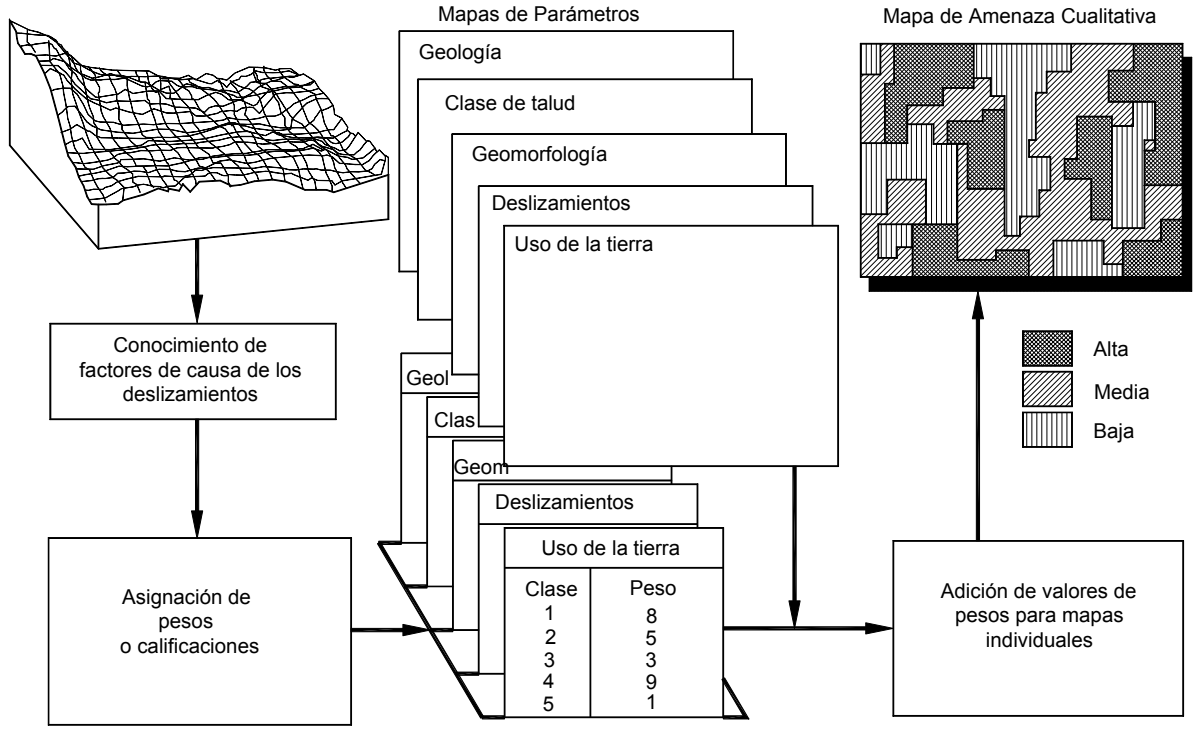


Figura 13.8 Uso de SIGs para combinación cualitativa de mapas (Soeters y Van Westen, 1996).

Tabla 13.11 Pesos de los diferentes factores para tener en cuenta en la evaluación de amenazas por deslizamientos (Modificado de Ambalagan, 1992; Ali Jawaid, 2000; Mendoza y Domínguez, 2005).

FACTORES GEOLÓGICOS				
Factor	**Descripción**	**Categoría**	**Peso**	**Observaciones**
Litología	Tipo de material	Cuarcita y Caliza	0.2	Muy meteorizada, multiplicar por 4.
		Granito y Gabro	0.3	Algo meteorizada, multiplicar por 3.
		Neis	0.4	Poco meteorizada, multiplicar por 2.
		Areniscas	1.0	
		Pizarra y Filita	1.2	Muy meteorizada, multiplicar por 1.5
		Areniscas con algo de lutitas	1.3	Algo meteorizada, multiplicar por 1.25
		Esquisto	1.3	Poco meteorizada, multiplicar por 1.1
		Lutitas no arcillosas	1.8	
		Lutitas arcillosas	2.0	
		Materiales aluviales antiguos muy bien consolidados	0.8	
		Suelos arcillosos	1.0	Multiplicar por 1.3
		Suelos arenosos, blandos	1.4	si están agrietados, o si hay gradas de movimientos anteriores.
		Coluviones granulares o clásto-soportados	1.5	
		Coluviones arcillosos antiguos	3.0	
		Coluviones arcillosos jóvenes	4.0	
Estructura	Relación de paralelismo entre el talud y las discontinuidades	Más de 30º	0.20	Se mide el ángulo que forma la dirección de las discontinuidades más representativas.
		21º a 30º	0.25	
		11º a 20º	0.30	
		6º a 10º	0.40	
		Menos de 5º	0.50	
	Relación entre el buzamiento de las discontinuidades y la inclinación del talud	Más de 10º	0.3	Si el buzamiento es mayor que el del talud el ángulo es positivo y si es menor que el del talud, el ángulo es negativo.
		0º a 10º	0.5	
		0º	0.7	
		0º a –10º	0.8	
		Más de –10º	1.0	
	Buzamiento de la discontinuidad	Menos de 15º	0.20	
		16º a 25º	0.25	
		26º a 35º	0.30	
		36º a 45º	0.40	
		Más de 45º	0.50	
	Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud	Más de 30°	0.2	
		10° a 20°	0.3	
		Menos de 5°	0.5	
	Distancia a una falla geológica importante	0 a 200 metros	0.8	Falla geológica importante es la que presenta evidencias de fracturamiento de la roca a una distancia de más de 100 metros.
		200 a 500 metros	0.6	
		500 metros a 1 Km	0.3	
		1 a 2 Km	0.2	
		2 a 5 Km	0.1	
	Espesor de la capa del suelo	Menos de 5 metros	0.65	
		6 a 10 metros	0.85	
		11 a 15 metros	1.30	
		16 a 20 metros	2.00	
		Más de 20 metros	1.20	

FACTORES TOPOGRÁFICOS Y AMBIENTALES

Factor	Categoría	Peso	Observaciones
Morfometría (Pendiente de los taludes)	Más de 45º	2.0	Pendiente promedio en longitudes de 20 metros o más
	36º a 45º	1.7	
	26º a 35º	1.2	
	16º a 25º	0.8	
	Menos de 15º	0.5	
Relieve relativo Diferencia de altura entre la divisoria de aguas y el valle	5 a 20 m	0.1	
	20 a 50 m	0.2	
	50 a 100 metros	0.3	
	101 a 300 metros	0.6	
	Más de 300 metros	1.0	
Uso de la Tierra	Area Urbana	2.00	
	Cultivos anuales	2.00	
	Vegetación intensa	0.80	
	Vegetación moderada	1.20	
	Vegetación escasa	1.50	
	Terrenos áridos	2.00	
Aguas subterráneas	Inundable	1.0	
	Pantanoso	0.8	
	Muy húmedo	0.5	
	Húmedo	0.2	
	Seco	0.0	
Máxima precipitación diaria	Más de 150 mm	1.0	
	100 a 150 mm	0.8	
	50 a 100 mm	0.6	
	20 a 50 mm	0.2	
	0 a 20 mm	0.0	
Máxima precipitación horaria	Más de 40 mm	1.0	
	30 a 40 mm	0.8	
	20 a 30 mm	0.6	
	10 a 20 mm	0.4	
	5 a 10 mm	0.2	
	0 a 5 mm	0.0	
Aceleración sísmica en la roca de acuerdo con los códigos nacionales	Más de 0.3 g	2.0	
	0.2g a 0.3g	1.0	
	0.1g a 0.2g	0.5	

La sumatoria de todos los pesos permite obtener una apreciación de la amenaza relativa.
Por este procedimiento, no puede determinarse la amenaza absoluta.

El procedimiento del SIG, en este caso, es el siguiente:

- Clasificación de cada mapa de parámetros de acuerdo con las clases relevantes.
- Asignación de valores de peso a cada parámetro (por ejemplo en la escala de 1 a 10).
- Asignación de pesos a cada mapa de parámetros.
- Cálculo de los pesos para cada pixel y clasificación en clases de amenaza.

METODOS ESTADÍSTICOS

Los métodos estadísticos generalmente, se refieren al cálculo de la densidad en los deslizamientos, para cada unidad geomorfológicamente homogénea o para determinados rangos de factores determinantes de la estabilidad. La densidad de los deslizamientos se toma típicamente, como el porcentaje del área que es ocupada por éstos.

El método estadístico superpone mapas de parámetros y mapas de unidades homogéneas al mapa de inventario de deslizamientos y calcula la densidades del deslizamiento.

El mapa de distribución de deslizamientos se combina con los diversos parámetros dentro de una grilla o matriz, la cual se analiza mediante el análisis de regresión múltiple o discriminante.

Los modelos estadísticos se basan en la suposición, que un área donde han ocurrido deslizamientos, posee un ambiente susceptible para la ocurrencia de nuevos deslizamientos de forma similar a los deslizamientos históricos.

Estos ambientes son identificados por factores que afectan la ocurrencia de los deslizamientos como la litología, el uso de la tierra, las pendientes, las isoyetas de lluvias, etc. (Lan y otros, 2004).

Los valores de pesos de cada factor pueden basarse en la experiencia del profesional especializado, o en el análisis estadístico independiente para cada factor utilizando el inventario de deslizamientos.

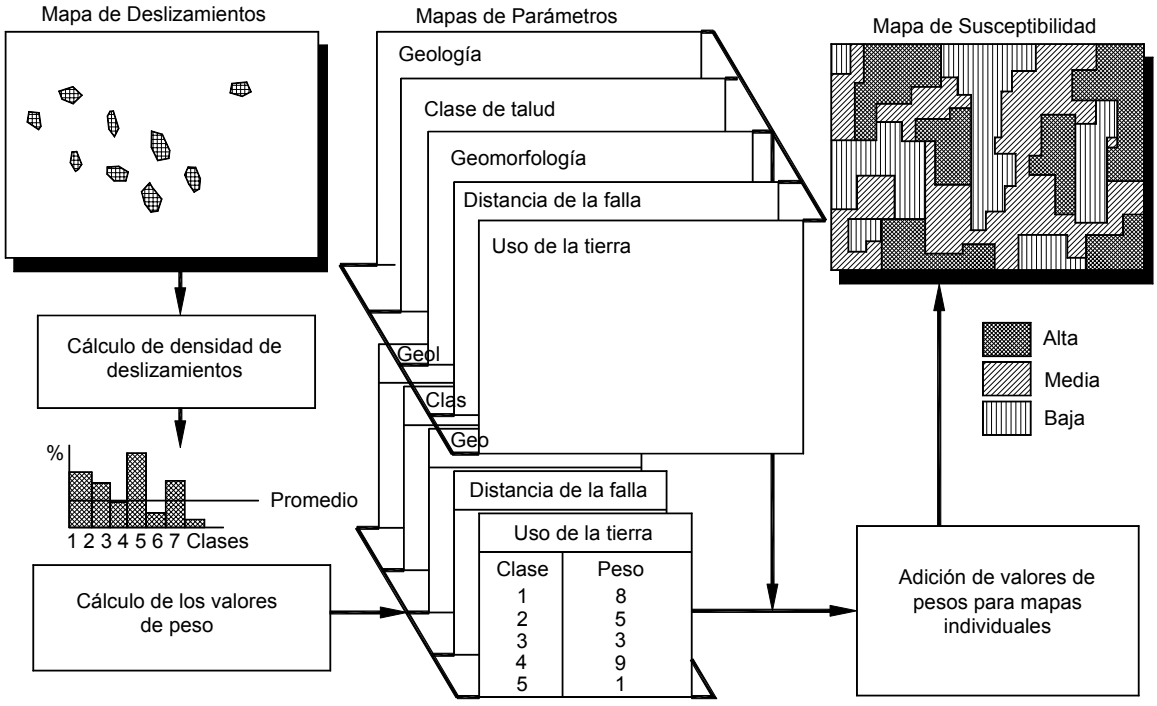


Figura 13.9 Uso de SIGs para el análisis estadístico bivariado, en la elaboración de mapas de susceptibilidad (Soeters y Van Westen, 1996).

Otro análisis muy importante es la determinación de la distribución del tamaño y la frecuencia de los deslizamientos. Tanto el tamaño como la frecuencia, son factores significativos del riesgo asociado. Los deslizamientos grandes comúnmente generan riesgos grandes y los pequeños, generan riesgos menores.

Cálculo del Coeficiente de Certeza (CF) para cada Factor Básico

Entre los modelos estadísticos empleados como elementos para la elaboración de los mapas de zonificación de amenaza, se utiliza con mucha frecuencia, la determinación de los coeficientes de certeza (CF) para cada uno de los factores analizados (Chung y Fabbri, 1993, 1998; Binaghi y otros, 1998; Luzi y Pergalani, 1996).

El coeficiente de certeza es una función de favorabilidad, lo cual permite manejar el problema de la heterogeneidad y de la incertidumbre de la información de entrada de los modelos. El CF como función de probabilidad, fue inicialmente propuesta por Shortliffe y Buchanan (1975) y posteriormente, modificada por Heckerman (1986):

$$CF = \begin{cases} \dfrac{pp_a - pp_s}{pp_a(1 - pp_s)} & si\ pp_a \geq pp_s \\ \dfrac{pp_a - pp_s}{pp_s(1 - pp_a)} & si\ pp_a < pp_s \end{cases}$$

Donde ppa es la probabilidad condicional de que ocurra un número determinado de eventos de deslizamiento para un determinado valor de un parámetro y pps (Probabilidad anterior) es la probabilidad de que ocurra un número total de deslizamientos en el área de estudio A.

El rango de variación del coeficiente CF es de -1.0 a + 1.0. El mayor valor positivo indica el aumento de la certeza en la ocurrencia de deslizamientos, mientras los valores negativos, indican una disminución de la certeza.

Un valor cercano a 0.0 significa que la probabilidad anterior es muy similar a la probabilidad condicional, es decir, que es muy difícil dar una indicación de la ocurrencia de deslizamientos. Cada valor de un factor tiene un determinado coeficiente de certeza (CF).

Los factores de favorabilidad (ppa, pps) se obtienen de superponer cada capa de datos en el mapa de inventario de deslizamientos en ArcGIS y de calcular la frecuencia de ocurrencia de los deslizamientos. Los valores de CF se calculan para cada valor de los parámetros básicos (Litología, estructura, pendiente etc.).

Ventajas y Desventajas de los Métodos Estadísticos

Fortalezas:

- Da una medida cuantitativa de la densidad de los deslizamientos.
- Se pueden comparar, directamente, las diversas regiones.
- Los mapas se pueden cambiar de escala fácilmente.

Debilidades:

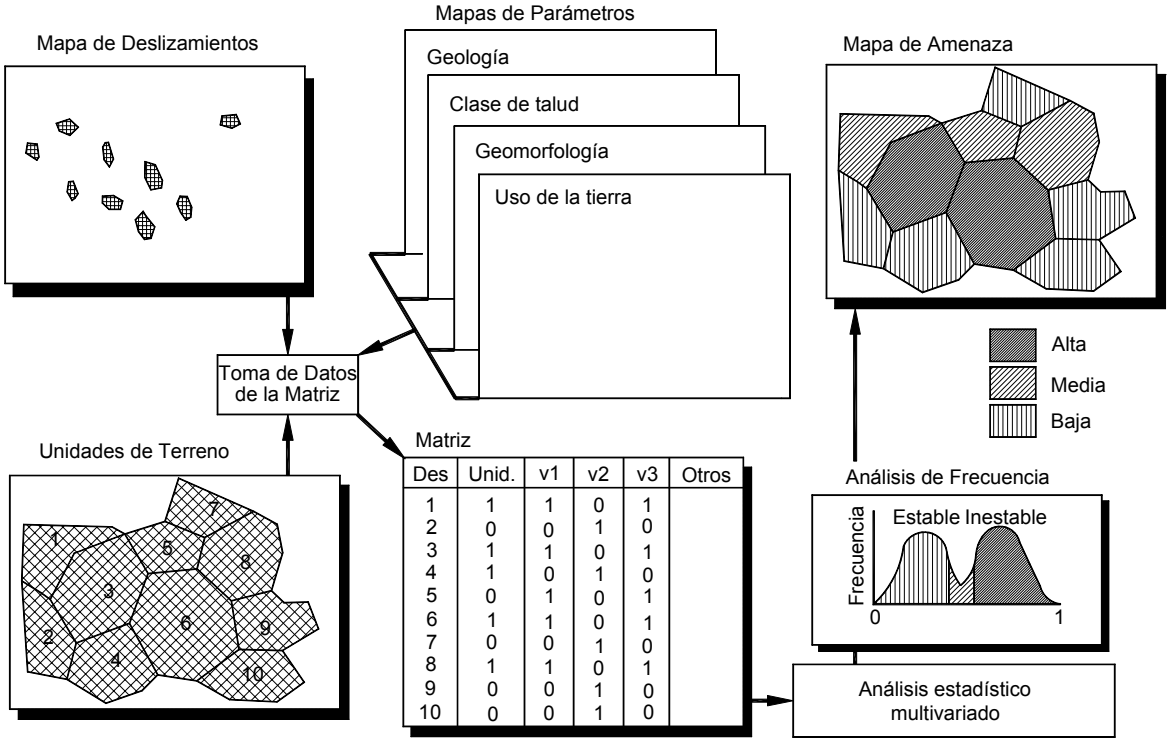
- Asume densidad de deslizamientos continua en el espacio.
- No permite estimar el comportamiento futuro.
- Se requiere gran cantidad de información histórica o de un evento específico.

Análisis Bivariado y Multivariado

Si se utiliza una técnica bivariada, la importancia de cada parámetro, o combinación de parámetros, puede ser analizada individualmente. En el análisis estadístico bivariado cada factor del mapa (geología, pendiente, uso de la tierra etc.), se combina con el mapa de distribución de deslizamientos y se calcula (para cada parámetro) un peso de acuerdo a la densidad de deslizamientos (Brabb y otros, 1972) (Figura 13.9).

Existen varios métodos para calcular los valores de peso, la mayoría de los cuales se basan en la relación entre densidad de deslizamiento y clase de parámetros, comparados con la densidad de deslizamientos sobre el área completa.

El análisis estadístico multivariado de factores importantes relacionados con la ocurrencia de deslizamientos, da como resultado, la contribución relativa de cada uno de esos factores a la amenaza total dentro de una unidad definida de área.



Des	Unid.	v1	v2	v3	Otros
1	1	1	0	1	
2	0	0	1	0	
3	1	1	0	1	
4	1	0	1	0	
5	0	1	0	1	
6	1	1	0	1	
7	0	0	1	0	
8	1	1	0	1	
9	0	0	1	0	
10	0	0	1	0	

Figura 13.10 Uso de SIGs para el análisis estadístico multivariado, para la elaboración de mapas de amenaza por deslizamientos (Soeters y Van Westen, 1996).

Los análisis se basan en la presencia o ausencia de fenómenos de movimiento (dentro de cada unidad) que pueden ser cuencas, unidades geomorfológicas, etc. (Figura 13.10).

El análisis multivariado emplea el análisis discriminante o regresión logística, para determinar la influencia de las subclases de cada factor.

$$L = B_o + B_1 X_1 + B_2 X_2 \ldots + B_m X_m$$

Cada método tiene sus reglas específicas para la integración de los datos requeridos para la produción de un mapa de amenazas.

En la literatura se han propuestos muchos métodos de análisis multivariado, la mayoría de éstos requieren del uso de paquetes adicionales de estadística para realizar el análisis discriminante o regresión múltiple.

En estos casos, se debe manejar una gran cantidad de información, debido a que en ocasiones, se incorporan hasta 50 parámetros diferentes.

Uso de los SIGs en los Métodos Estadísticos

Los SIGs son muy útiles en la zonificación de amenazas pr deslizamiento utilizando métodos estadísticos, especialmente los comandos macros para los cálculos repetitivos que incorporan gran número de combinaciones de mapas y la manipulación de los datos de atributo.

El usuario puede ensayar la importancia de cada mapa de parámetros y tomar decisiones sobre los mapas de entrada definitivos, de una forma iterativa. Para ello se utiliza el siguiente procedimiento:

- Determinación de la lista de factores que se van a incluir en el análisis. Los parámetros deben convertirse en mapas numéricos.
- Clasificación de cada mapa de parámetros en un número de clases relevantes.
- Combinación de los mapas de parámetros seleccionados, con el mapa de deslizamientos, utilizando el sistema de cruce de mapas

para producir las tabulaciones de cruce que definen las correlaciones espaciales entre los mapas de parámetros y el mapa de deslizamientos y separar los grupos de unidades estables e inestables.

- Cálculo de los valores de peso basados en la tabla de tabulación de cruce.
- Asignación de valores de peso a los mapas de parámetros o diseño de unas reglas de decisiones para ser aplicadas a los mapas y clasificaciones, de acuerdo con los resultados finales.
- Exportación de la matriz a un paquete de estadística para un análisis adicional.
- Importación de los resultados al SIG y recodificación de las unidades de área.
- Clasificación de clases de amenaza, en el mapa

MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

En los métodos determinísticos el grado de amenaza se expresa con el factor de seguridad de la ladera. Se elaboran los modelos de análisis de estabilidad de taludes con base en la información obtenida y se calculan los factores de seguridad para el deslizamiento. Estos modelos requieren información específica sobre la estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales y modelos de simulación de niveles freáticos, de acuerdo con los períodos de retorno.

El objetivo es crear un mapa cuantitativo de amenaza de acuerdo con los factores de seguridad. Utilizando el análisis de talud infinito, se puede analizar pixel por pixel y realizando el análisis con superficies de falla definidas, se puede estudiara por áreas de mayor extensión.

Fortalezas y Debilidades de los Métodos Determinísticos

Fortalezas

- Se basa en los modelos físicos soportados.
- Permite analizar varios escenarios.
- Da información de susceptibilidad y de amenaza.

Debilidades

- Requiere precisión de los parámetros de entrada.
- Modelos predictivos difíciles de evaluar.
- Los modelos complejos son difíciles de evaluar en escalas pequeñas.

Análisis de Equilibrio Límite

Los deslizamientos ocurren como una relación entre los esfuerzos actuantes y las resistencias de los suelos, en un escenario de condiciones hidrológicas y de sismicidad.

Los deslizamientos se presentan cuando la resistencia es menor o igual a los esfuerzos. Se calculan los factores de seguridad (FS), en el escenario analizado.

Se requiere acoplar un modelo de cálculo de factor de seguridad, con un modelo de niveles freáticos y presiones de poros ocasionados por las lluvias.

Muchos autores han propuesto modelos (Dietrich y otros, 1995; Montgomery y Dietrich, 1994; Wu y Sidle, 1995; Pack y otros., 1999; Connell y otros, 2001); sin embargo, la mayoría de los modelos son aplicables solamente en las regiones para las cuales fueron implementados.

Método del Talud Infinito

El factor de seguridad se calcula de acuerdo con la siguiente expresión (Brunsden y Prior, 1979):

$$F.S. = \frac{c' + (\gamma - m\gamma_w) z \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \; sen\beta \cos \beta}$$

Donde:

c' = Cohesión efectiva (N/m^2).
γ = Peso unitario del suelo (N/m^3).
m = z_w/z (Sin dimensiones).
γ_w = Peso unitario del agua (N/m^3).
z = Profundidad de la superficie de falla (m).
z_w = Altura del nivel freático por encima de la superficie de falla (m).
β = Pendiente del terreno (°).
ϕ' = Angulo de fricción efectivo (°).

Utilización de SIGs en los Modelos Determinísticos

Se pueden utilizar varias formas de aplicación de SIGs así:

- El uso de un modelo de talud infinito que calcule el factor de seguridad para cada píxel.
- Seleccionar el número de perfiles que se exportan a un modelo externo de estabilidad de taludes. Ejemplo: (Stable o Slope/W).
- Muestreo de datos en unos puntos de grilla predefinidos y exportación de los datos a un modelo tridimensional de estabilidad de taludes.

El resultado es un mapa que muestra el factor de seguridad promedio para una determinada magnitud de nivel freático y una determinada aceleración sísmica. La variabilidad de los datos de entrada puede utilizarse para calcular la probabilidad de falla en conexión con los períodos de retorno de eventos detonantes de deslizamientos.

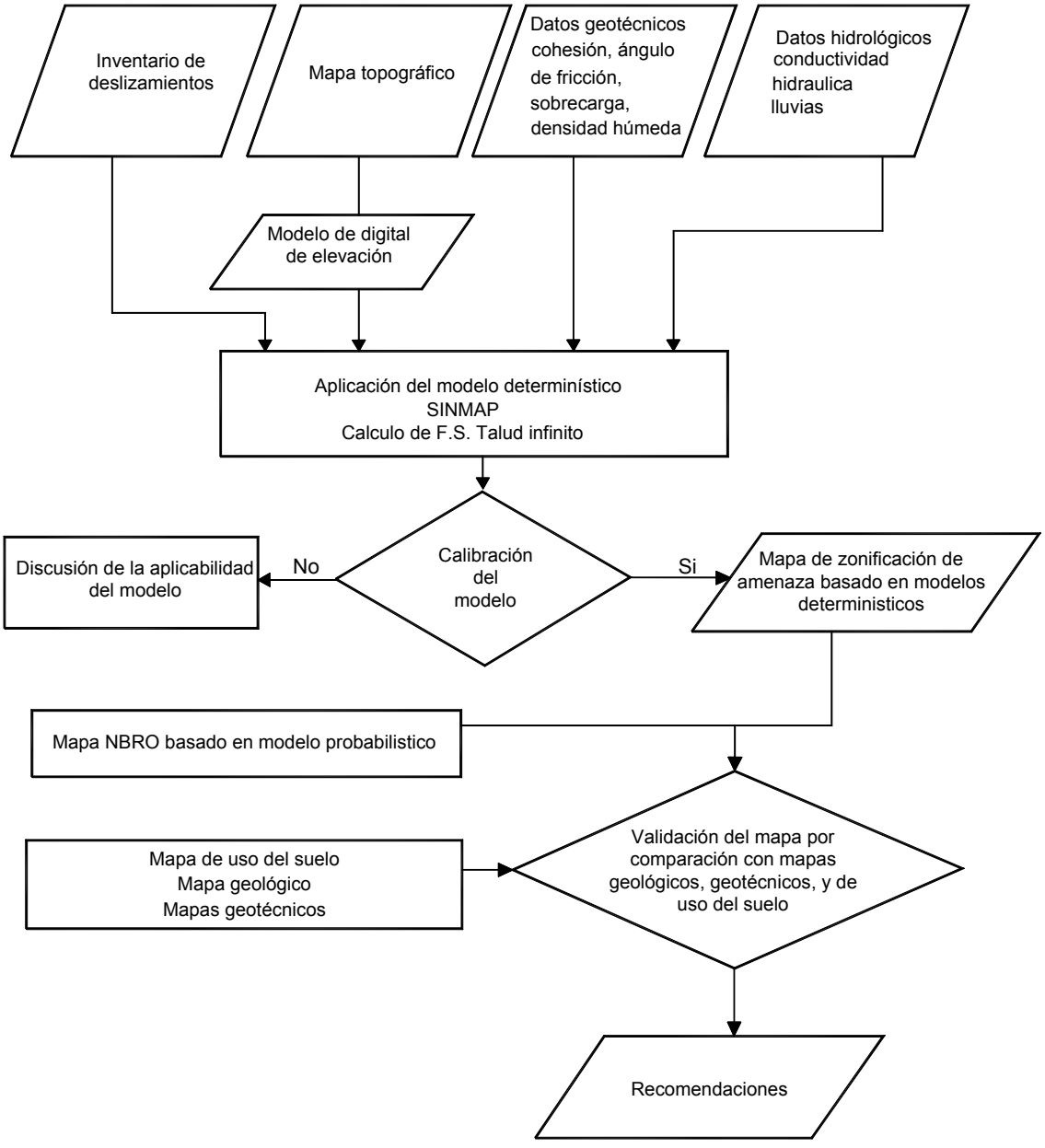


Figura 13.11 Proceso de análisis típico utilizando SINMAP (Weerasinghe y otros, 2004).

Técnicas de Análisis y Mapeo

La tecnología de los SIGs es una herramienta muy útil para modelar las amenazas por deslizamiento, su análisis espacial y su predicción; y la recolección, la manipulación y el análisis de la información ambiental se puede realizar en forma eficiente (Carrara y Guzzetti, 1999; Guzzetti y otros, 1999). Se han formulado varios modelos cualitativos y cuantitativos para la zonificación de amenazas por deslizamientos (Carrara, 1983; Van Westen, 1994; Carrara y otros., 1991, 1995, 1999; Jade y Sarkar, 1993; Chung y otros., 1995; Chung y Fabbri, 1998, 1999, 2001; Lan y otros, 2004).

SINMAP (Stability INdex MAPping)

La metodología SINMAP es una de las más utilizadas en el mundo para la elaboración de mapas de amenaza por deslizamientos. El modelo SINMAP es un modelo de predicción de estabilidad, en el cual se combinan los mapas de susceptibilidad, los modelos de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite y los modelos hidrológicos para los diferentes escenarios de lluvias (Lan y otros, 2004), para su uso en ArcView 3.x (y recientemente en ArcGIS 9.x).

Este modelo se aplica a los deslizamientos traslacionales, poco profundos, controlados por la convergencia de aguas freáticas (SINMAP user manual, 1998). En la figura 13.11 se muestra el proceso de análisis utilizando SINMAP. Los modelos pueden modificarse de acuerdo con los criterios que se deseen utilizar. Los datos de entrada que se requieren para el modelo son:

- Inventario de deslizamientos.
- Modelo Digital de Elevación MED.
- Propiedades geotécnicas tales como parámetros de resistencia del suelo, espesor de suelo, etc.
- Información hidrológica (Lluvias y conductividad).

Para las aplicaciones más comunes, el modelo SINMAP (Stability Index MAPping) construido por Pack y otros (1999) integró el modelo de estabilidad del talud infinito con el modelo hidrológico de régimen permanente basado en TOPMODEL (Beven y Kirkby, 1979; Connell y otros, 2001).

La expresión básica del SINMAP para la integración de los modelos hidrológico y de estabilidad, es la siguiente (Lan y otros, 2004) :

$$F_s = \frac{C' + \left(1 - Min\left(\frac{q}{T}\frac{a}{sen\theta}, 1\right)\frac{1}{r}\right)\cos^2\theta\tan\phi}{\left(1 + Min\left(\frac{q}{T}\frac{a}{sen\theta}, 1\right)\frac{1}{r}\right)\cos\theta sen\theta}$$

Donde:

C' = $C/Z\gamma_s$
r = γ_s/γ_w
C = Cohesión (kPa)
γ_s = Densidad del suelo del deslizamiento (kN/m^3)
γ_w = Densidad del agua (kN/m^3)
Z = Profundidad vertical del cuerpo del deslizamiento (m)
θ = Pendiente del talud (ángulo)
ϕ = Angulo de fricción interna
q = Lluvia efectiva = Lluvia real - evaporación - infiltración
a = Área específica de aferencia.
T = Transmisibilidad del deslizamiento (m^2/h)

$$T = (Ks) \bullet h$$

Donde:

ks = Coeficiente de permeabilidad
h = Espesor del suelo por encima de la superficie de falla (Figura 13.12)

El índice de estabilidad (SI) se define como la probabilidad de la estabilidad del talud sobre la distribución del intervalo de los parámetros C, ϕ , q, T. SI = probabilidad de que el factor de seguridad sea mayor de 1.0

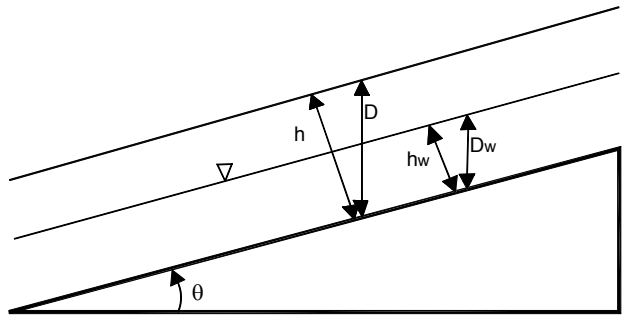


Figura 13.12 Diagrama esquemático del modelo de estabilidad del talud (SINMAP user manual, 1998).

Tabla 13.12. Índice de estabilidad (Probabilidad de que el factor de seguridad sea mayor de 1.0) y clase de estabilidad (Lan y otros, 2004).

Índice de estabilidad (SI)	Estabilidad
Mayor de 1.5	Estabilidad alta
1.25 a 1.5	Estabilidad media
1.0 a 1.25	Estabilidad baja
0.5 a 1.0	Inestabilidad baja
0.0 a 0.5	Inestabilidad media
0.0	Inestabilidad alta

Las clases de amenaza se definen de acuerdo con el valor obtenido de SI, según se indica en la tabla 13.12. SHALSTAB (SHAllow Landslide STABility) El programa SHALSTAB fue desarrollado por Dietrich en la UC Berkeley. Este programa permite delinear de mejor forma, los flujos de residuos y las amenazas relacionadas.

Mapas que se deben Elaborar para el Análisis Determinístico

Se deben elaborar los mapas ilustrados a contiuación (Figura 13.13):

- Mapa de materiales o mapa geotécnico que muestre la distribución (en la superficie y en la profundidad) de los diferentes materiales con datos de las características de resistencia del suelo y/o roca.

- Mapa de líneas, de nivel freático, para los diferentes períodos de retorno; basados en los modelos de aguas subterráneas o en mediciones de campo.

- Un mapa detallado del relieve o de las pendientes del terreno.

Escenarios para el Análisis Determinístico

Los factores de seguridad se calculan para varios escenarios, entre los cuales se mencionan los escenarios de aguas freáticas:

- ***Talud seco***
  Criterio de evaluación para el talud completamente seco:

  Inestable = Factor de seguridad < 1.0
  Crítico = Factor de seguridad de 1.0 - 1.5
  Inestable = Factor de seguridad > 1.5

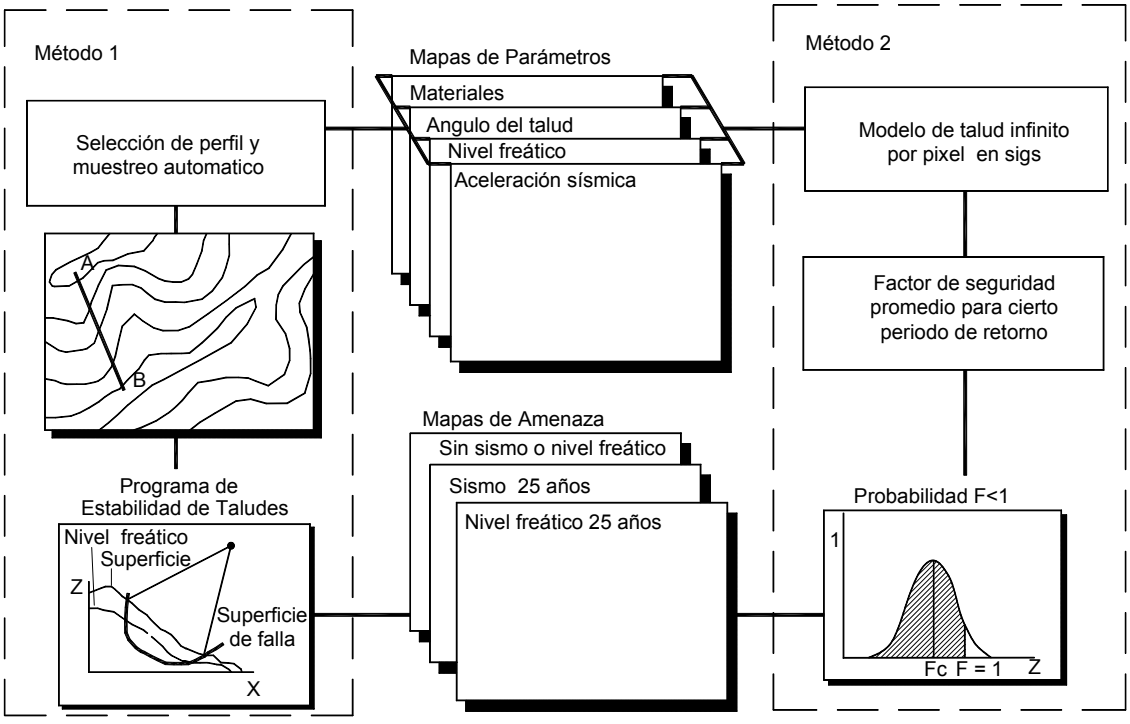


Figura 13.13 Uso de SIGs para e lanálisis determinístico en la obtención de mapas de factor de seguridad para deslizamientos (Soeters y Van Westen 1996).

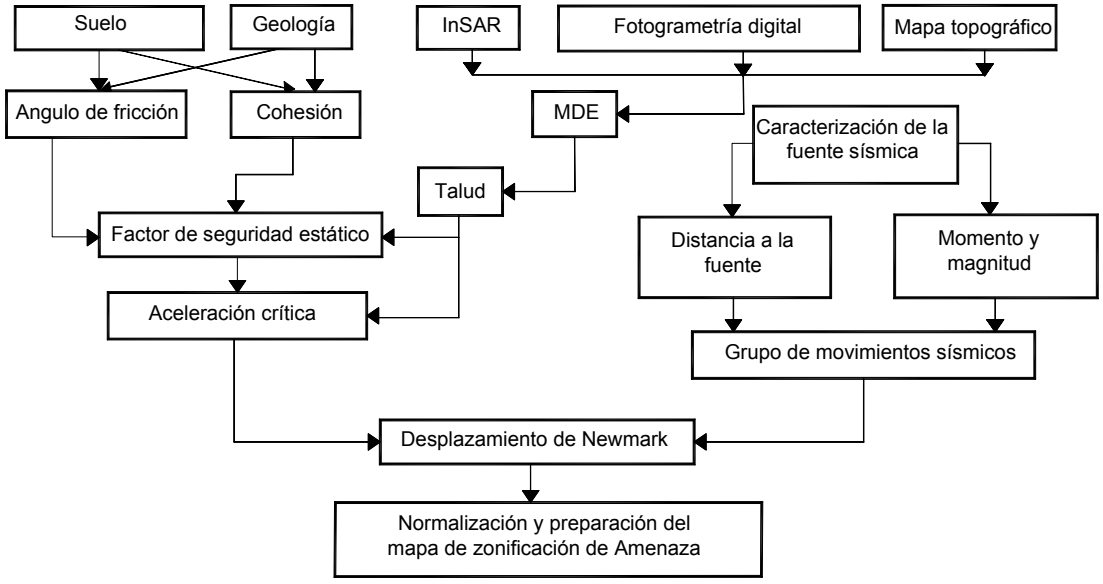


Figura 13.14 Metodología para la zonificación de amenaza a deslizamientos por el método de Newmark.

- ***Talud completamente saturado***
  Este escenario no es realista, pero da la estimación más pesimista con sólo un factor detonante importante.
  Manual ILWIS: "*This is also not a very realistic situation, but it will give us the most pessimistic estimation of slope stability, with only one triggering factor involved (rainfall leading to high watertables).*"

- ***Otros escenarios de aguas freáticas***
  Picos de niveles freáticos que ocurren durante dos meses al año: (período de retorno: 0.164 años)
  Picos de niveles freáticos que ocurren una vez al año: (Período de retorno: 1 año)
  Picos de niveles freáticos que ocurren cada 20 años: (Período de retorno: 20 años)
  Picos de niveles freáticos que ocurren cada 50 años: (Período de retorno: 50 años)

Escenarios para el Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico se analizan, por lo general, los siguientes escenarios:

- Condición seca sin sismo.
- Nivel freático con período de retorno de 20 y 50 años sin sismo.
- Condición totalmente saturada sin sismo.
- Condición seca con sismo.
- Período de retorno de 0.16, 20 y 50 años con sismo.

El escenario de saturación total con sismo es, en la mayoría de los casos, "no razonable" (Van Westen, 1994), pero en ocasiones se requiere analizar si el evento de saturación total es posible.

Método de California

El método de Newmark es el método oficialmente utilizado en California para determinar la amenaza de deslizamientos por eventos sísmicos (Figura 13.14). De acuerdo con el "Seismic Hazards Mapping Act", el cual es ley en California (desde 1991) se exige lo siguiente (McCrink, 2007) :

- El "State Geologist" debe evaluar las amenazas sísmicas y delimitar las zonas de amenaza por deslizamiento, licuación y otras fallas del terreno.
- Las ciudades, counties y agencias del estado deben usar los mapas de amenaza preparados por el "California Geological Survey", para la planeación del uso de la tierra y los procesos de permiso para proyectos de desarrollo.

- Los permisos para un sitio solamente se entregan hasta que se haya elaborado el mapa de amenazas y se hayan determinado las medidas apropiadas de mitigación si son necesarias.

- Los propietarios y los responsables de los proyectos deben determinar, a través de estudios detallados, las amenazas que existen y las medidas de mitigación que se requieran.

- Los vendedores de propiedades y sus agentes deben informar a los potenciales compradores de un proyecto en una zona mapeada de amenaza, que la propiedad presenta riesgos.

- La oficina de geología y minería del Estado elabora las políticas, regulaciones adicionales y criterios para la implementación de la ley y entrega las guías para la preparación de mapas de amenazas sísmicas y para evaluar y mitigar las amenazas (McCrink, 2007).

Asignación de Parámetros de Resistencia a cada Unidad

- A cada unidad geológica se le asignan unos parámetros de resistencia de acuerdo con los resultados de laboratorio. Esto se realiza recopilando y "rankeando" en forma estadística, los parámetros de resistencia de los diversos materiales geotécnicos que se encuentran en la zona analizada, (para la mayoría de unidades geológicas presentes,) dentro de una zona de área de un cuadrángulo especificado.

  Los valores de resistencia al cortante se obtienen principalmente, de los estudios geotécnicos realizados anteriormente. Si un área posee capas de diferentes materiales, se compila la información, por separado, para cada capa. Cada capa es clasificada como una unidad diferente. Los grupos de resistencia se clasifican sobre la base del promedio del ángulo de fricción interna y su carácter litológico (Figuras 13.15 y 13.16).

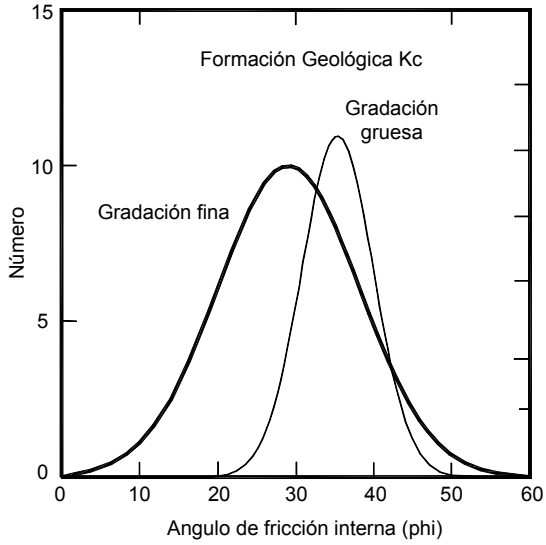


Figura 13.15 Ejemplo de la caracterización de los grupos de resistencia. Cada grupo de resistencia está compuesto por rocas o suelos de propiedades geológicas y geotécnicas similares.

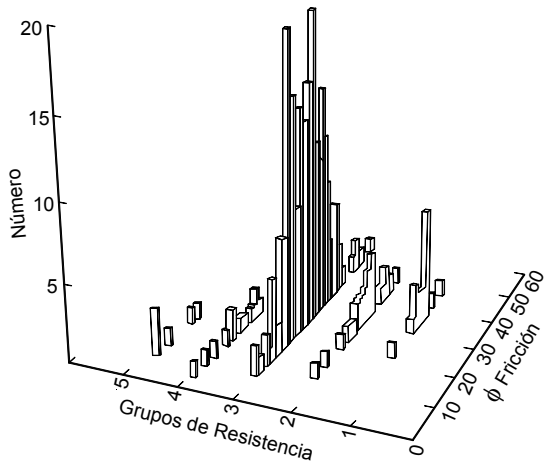


Figura 13.16 Resultados del análisis estadístico de la información geotécnica para los materiales geológicos dentro de una zona del mapa para el método de California.

Información del Relieve

El cálculo de las pendientes de los taludes es parte esencial de la evaluación de la estabilidad de los taludes, incluyendo la estabilidad en condiciones de terremotos.

Para calcular la pendiente del talud, se usa un modelo digital de elevación MED nivel 2, con una distancia GSD típica de 10 metros y una precisión vertical de 7.5 metros. Se identifican las áreas que han sido objeto de modificaciones topográficas recientes, utilizando fotografías aéreas, imágenes de satélite o imágenes de radar.

El mapa de pendientes se obtiene de los MEDs haciendo uso de un algoritmo de diferencias finitas de tercer orden (Horn, 1981).

Los MEDs también se emplean para definir la dirección de la pendiente. Los mapas de pendientes y de dirección de las pendientes, también se utilizan en combinación con la información de estructura geológica para identificar las áreas de pendiente adversa potencial y se usan otra vez, para preparar el mapa de amenaza por deslizamientos activados por sismos.

Mapas de Inventario de deslizamientos

Un mapa de inventario de deslizamientos se prepara compilando mapeos previos y complementándolos con observaciones de campo, análisis de fotografías aéreas e interpretación geomorfológica, así como mapas topográficos actuales y antiguos.

Un mapa digital se organiza compilando la base de datos con información sobre la confianza de la información (seguro, probable o cuestionable) y otras propiedades como actividad, espesor y unidades geológicas asociadas.

Todos los deslizamientos son verificados y re-mapeados en la preparación del mapa de inventario. El inventario digital se convierte de formato "vector" a formato "raster" y los deslizamientos cuestionables, se retiran del modelo durante este proceso de conversión.

La Información de Estructura Geológica

La estructura geológica es típicamente una capa separada del SIG en el mapa geológico digital. Esta información se combina con la información digital del relieve para identificar las áreas de condiciones adversas de buzamiento.

Un geólogo caracteriza la dirección y magnitud de los buzamientos utilizando ejes de bandeamiento, fallas y contactos como líneas de cambio o fractura; delinea las áreas con direcciones comunes de buzamiento y las subdivide en áreas de magnitud común de buzamiento.

Estos polígonos de buzamiento se comparan con las categorías similares de dirección de la pendiente de los taludes y se prepara un mapa de condiciones adversas de buzamiento. Este mapa se elabora delineando las áreas donde la magnitud del buzamiento es menor o igual a la pendiente del talud y mayor del 25% (4H:1V). La información adquirida se utiliza para subdividir las unidades del mapa geológico en áreas donde deben emplearse las resistencias de los suelos finos o de los suelos gruesos.

Mapas Geológicos Estratigráficos

Los mapas digitales de estratigrafía geológica se traen al SIG y son modificados por los geólogos cuando se considera apropiado. Estas modificaciones incluyen el movimiento de contactos, la diferenciación de las diversas unidades y la remoción de los deslizamientos inconsistentes, con el inventario detallado de deslizamientos.

A cada unidad geológica mapeada se le da un atributo numérico que refleja el grupo de resistencia y el mapa se convierte a un formato "raster" para el análisis. A esta versión raster del mapa estratigráfico, se le agrega el mapa de buzamientos adversos; así, el mapa resultante es el mapa final de resistencia de los materiales geológicos.

Modelo de Estabilidad de Taludes

Se utiliza el análisis de desplazamientos sísmicos de Newmark. Éste es un modelo de falla de talud infinito con falla poco profunda, paralela a la superficie del talud. Se asume cohesión cero y talud no saturado.

Las fuerzas que actúan sobre el bloque que se desliza se muestran en la figura 13.17, donde W es el peso de masa que se desliza, P es la fuerza normal correspondiente sobre el material de soporte, S es la resistencia al cortante, ß es la pendiente del talud y N es la fuerza del sismo.

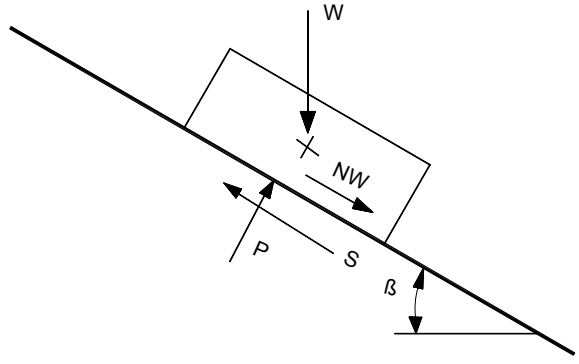


Figura 13.17 Diagrama del modelo de bloque deslizante que se utiliza en el cálculo de estabilidad de taludes de Newmark (Modificado de Franklin y Chang, 1977).

En el modelo del talud infinito, el ángulo al cual se le aplica la fuerza sísmica, es paralelo a la pendiente del talud.

El análisis de desplazamiento incluye el cálculo de la aceleración límite (ay), definida como la aceleración horizontal del terreno que se requiere para un factor de seguridad de 1.0 (McCrink, 2007).

$$ay = (FS - 1)\, g\ sen\beta = \left(\frac{\tan\phi}{\tan\beta} - 1\right) g\ sen\beta$$

Donde:
FS = factor de seguridad estático.
g = aceleración debida a la gravedad.
β = pendiente del talud.
ϕ = ángulo de fricción interna.

Información sobre Movimientos Sísmicos Fuertes

Se selecciona un sismo o sismos de diseño para cada zona mapeada, con base en una estimación probabilística de la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y la máxima aceleración pico (PGA), en ese orden de prioridades.

Los parámetros sísmicos se obtienen de mapas preparados por el "California Geological Survey" para un nivel de riesgo correspondiente a una probabilidad del 10 % en 50 años.

Para obtener la relación matemática entre la aceleración límite ("yield") y los desplazamientos de Newmark, el sismo de diseño se integra dos veces para la aceleración límite dada a fin de encontrar el desplazamiento correspondiente, como se indica en la figura 13.18, luego, el proceso se repite para un rango de aceleraciones límite.

La curva resultante que se muestra en la figura 13.19, representa el espectro completo de desplazamientos que pueden esperarse, a fin de realizar cualquier combinación de resistencia de los materiales y de pendiente de los taludes para el sismo de diseño seleccionado.

Esta curva muestra la unión entre el sismo esperado y los desplazamientos para realizar las diferentes combinaciones de materiales geológicos y pendientes del terreno.

La aceleración límite y los desplazamientos se calculan para cada celda del modelo "raster".

- Si el desplazamiento calculado es más de 30 centímetros, la amenaza es alta.
- Si el desplazamiento calculado es de 15 a 30 centímetros, la amenaza es media.
- Si el desplazamiento calculado es de 5 a 15 centímetros, la amenaza es baja.
- Si el desplazamiento calculado es menor de 5 centímetros, la amenaza es muy baja (McCrink y Real, 1996; McCrink, 2001, 2007).

Las aceleraciones correspondientes se comparan con estos desplazamientos y con las aceleraciones calculadas en los análisis de estabilidad de taludes, para preparar los mapas de zonificación de amenaza a los deslizamientos. Los mapas así elaborados, se presentan como "mapas preliminares de amenaza" a las ciudades, agencias y "counties" para un período de revisión de 90 días.

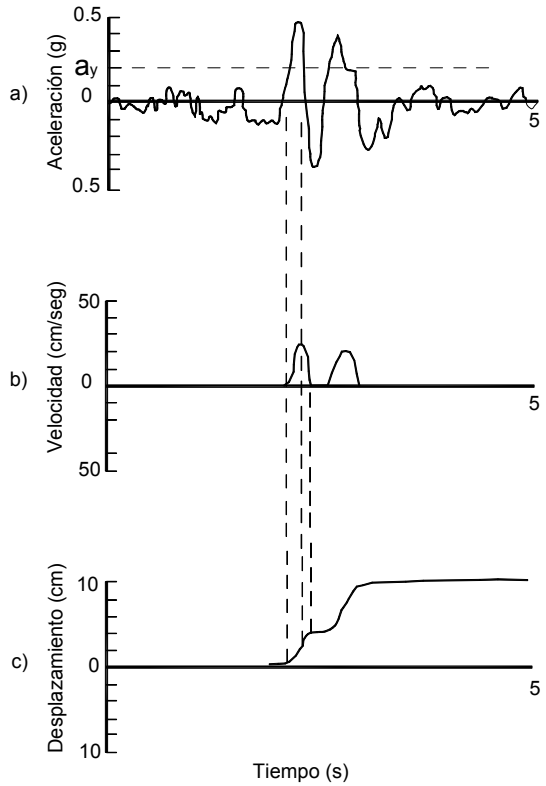


Figura 13.18 Estimación de los desplazamientos permanentes para un sismo de diseño utilizando doble integración (Modificada de Wilson y Keefer, 1983).

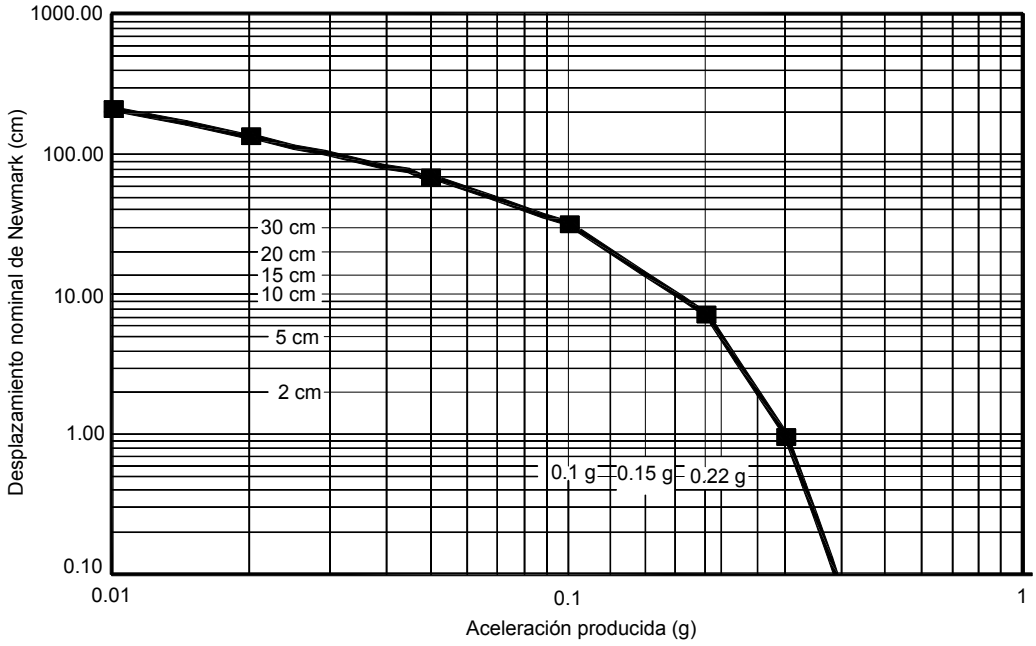


Figura 13.19 Curva de aceleración límite vs desplazamientos de Newmark para el sismo de Loma Prieta de 1989 (McCrink, 2007).

Se revisan las observaciones que se presenten en esos 90 días y finalmente, se presenta el "mapa oficial de amenaza". El procedimiento y 14 mapas elaborados se validaron por el California Geological Survey para el sismo de Northridge de 1994 con una precisión promedio del 85% (McCrink, 2007).

Elaboración de Mapas de Amenaza a lo largo de un Proyecto Lineal (vías, oleoductos, etc.)

Los proyectos lineales tales como vías, ferrocarriles u oleoductos son muy vulnerables a los deslizamientos de tierra. Las carreteras en las zonas tropicales pueden experimentar deslizamientos de tierra y caídos de roca en forma continua, especialmente en las temporadas de lluvias.

Para la elaboración de un plano de amenaza a lo largo de un proyecto lineal, se recomienda seguir los siguientes pasos:

- Preparar el plano a lo largo del proyecto y localizarlo en el campo.
- Obtener las secciones topográficas transversales típicas.
- Sobre las secciones transversales, dibujar las secciones de corte y terraplén y describir los suelos y materiales.
- Realizar una inspección de campo y mapear, indicando el abscisado de las diversas formaciones geológicas que aparecen a lo largo del alineamiento y señalando además, las características de cada formación, profundidad del perfil meteorizado, nivel freático, espesor de coluviones y propiedades de la matriz.
- Elaborar un mapa geomorfológico a lo largo del proyecto, con énfasis en los procesos actuales y clasificar las diversas formas de las laderas y taludes.
- Recolectar la información y localizar los deslizamientos históricos, especialmente los ocurridos en los eventos lluviosos de gran magnitud, huracanes o sismos.
- Utilizando la información meteorológica, analizar las frecuencias de ocurrencia de los eventos activadores de deslizamientos y sus magnitudes.

Por ejemplo, en Taiwan (Petley y otros, 2002) se han determinado frecuencias de 1.9 tifones al año y el análisis de Keefer (1984) sugiere que ocurren grandes deslizamientos en sismos de magnitud superior a 6.0, con un período de retorno de 12.5 años. En la información de precipitaciones, es importante fijar la precipitación total de cada evento, su duración y la intensidad pico horaria.

- Con la información vial, topográfica, geotécnica, meteorológica y sísmica en forma semicuantitativa, determinar el grado de inestabilidad o calcular los factores de seguridad para los diversos perfiles de vía y los diversos escenarios meteorológicos y sísmicos.

- Determinar el tipo, magnitud y demás características de las amenazas, especificando los sitios donde pueden ocurrir caídos, deslizamientos, flujos, etc. y para cada caso, su magnitud y el período de retorno o frecuencia de su ocurrencia.

- Indicar en el plano de planta vial con sus convenciones, los diversos sectores con grado de amenaza diferente, describiendo en cada caso las amenazas.

Una vez elaborado el plano de amenaza a deslizamientos, se pueden especificar las obras que se requieren para garantizar la estabilidad de la vía para cada sector o sitio.

Planeación Urbana con Base en los Mapas de Amenaza

Los mapas de amenaza se pueden utilizar como una herramienta útil en la planeación urbana. La figura 13.20 presenta una serie de lineamientos para el uso de los mapas de amenaza por parte de las oficinas gubernamentales de control y permiso de edificaciones y de proyectos de desarrollo (Siddle y otros, 1987).

Los mapas de amenaza se pueden utilizar en forma conjunta, con la aplicación de códigos geotécnicos donde se especifican las limitaciones y condiciones para las edificaciones.

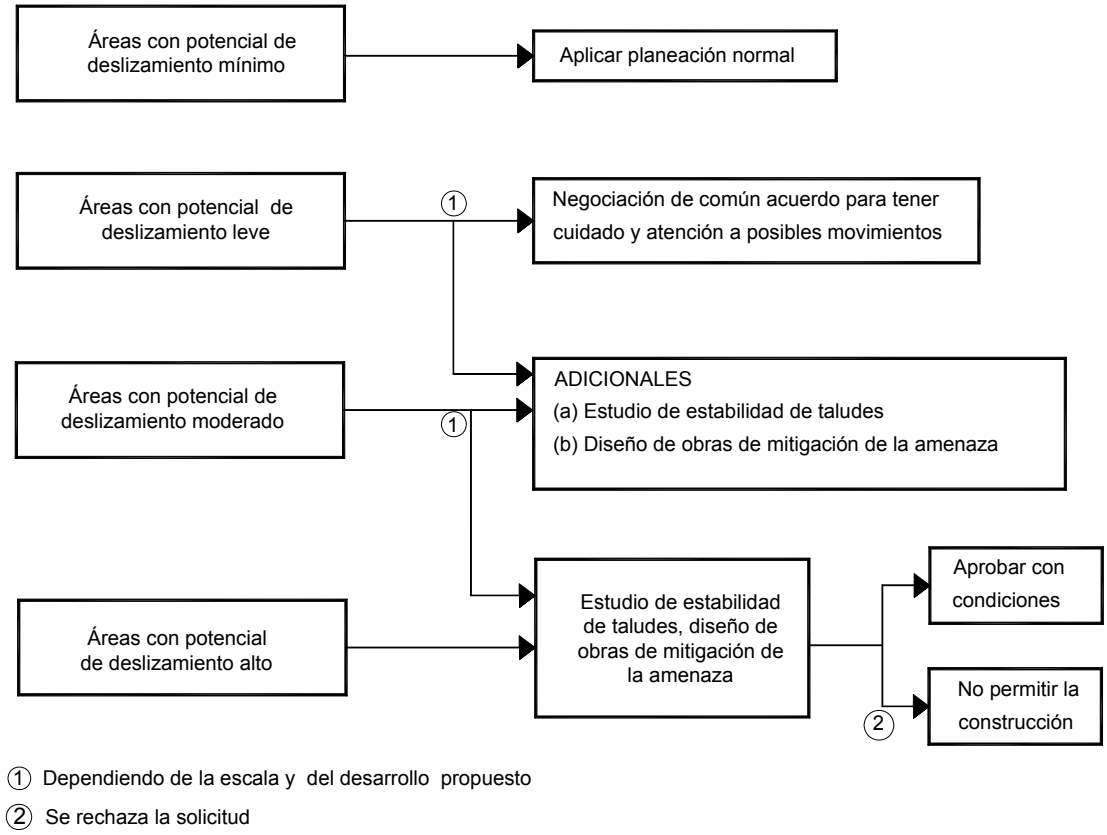


Figura 13.20 Lineamiento para el uso de los mapas de amenaza por deslizamientos, por parte de las entidades de control de edificaciones (Siddle y otros, 1987).

LIMITACIONES DE LOS MAPAS DE AMENAZA

Los mapas de amenaza deben ser precisos, completos, creíbles y utilizables (Jones, 1993). La precisión de los mapas se refiere a que reflejen correctamente las amenazas, su tipo, magnitud etc. Es común que estos mapas exageren las amenazas o que por el contrario, no identifiquen de manera correcta las áreas potencialmente significativas de amenaza.

Para que sea utilizable, el mapa debe ser presentado y descrito de forma que pueda ser entendido por los no-especialistas. Generalmente, los profesionales que manejan la planeación no son geólogos ni especialistas en ciencias de la tierra y ellos son los principales usuarios de los mapas.

Dificultades para Definir las Probabilidades Espaciales

- La mayoría de los mapas que se elaboran en la actualidad, son cualitativos y se concentran principalmente, en establecer la susceptibilidad. En ocasiones se confunde la amenaza con la susceptibilidad.

  La mayoría de materiales geológicos poseen algún grado de susceptibilidad a los deslizamientos, pero esto no implica que se pueda presentar una amenaza.

- Es muy común la simplificación y la generalización. La falta de información específica o de conocimiento de los diversos factores involucrados, y/o la falta de inventarios completos, puede derivar en la generalización de los mapas.

- Existe la tendencia a sobredimensionar las amenazas. Áreas con amenaza baja o sin amenaza, pueden ser mapeadas como áreas de amenaza alta.

  El magnificar la amenaza en los mapas puede conducir a que éstos no sean creíbles o se causen daños innecesarios a la comunidad. La causa de este problema generalmente, es la suposición de escenarios extremos no reales, ocasionados por el afán de mostrar en el mapa zonas de amenaza alta.

- No existe coincidencia entre las opiniones de los expertos y los resultados de los modelos. En ocasiones, los modelos teóricos no representan la realidad.

- La información para los modelos es escasa y puntual. Si la información no es completa, los mapas pueden ser imprecisos o inconsistentes.

Dificultades para Definir la Probabilidad Temporal

- Los deslizamientos normalmente no ocurren con una frecuencia y magnitud establecida, en el mismo sitio (con excepción de los caídos de roca y los flujos torrenciales). Las relaciones magnitud-frecuencia se pueden analizar mejor a escala regional.

- Si no hay un inventario completo de deslizamientos, no se puede definir la probabilidad temporal.

- Se necesita correlacionar las fechas de los deslizamientos con las de los eventos activadores.

Incertidumbre y Precisión de los Modelos

Todos los métodos disponibles para el análisis regional de deslizamientos, tienen cierto nivel de incertidumbre relacionada con la falta de conocimiento detallado de las áreas mapeadas y la variabilidad espacial. Esto ocurre porque los análisis requieren algunas generalizaciones y simplificaciones.

La precisión de los mapas de amenaza depende de la calidad y volumen de la información utilizada para su elaboración. Si la información es imprecisa o incompleta, el mapa de amenaza puede no solamente ser impreciso sino inconsistente.

Las áreas de deslizamientos activos pueden ser mapeadas como de baja amenaza y las áreas estables, clasificadas como de amenaza alta. Por esta razón, es muy importante que no se elaboren mapas de amenaza si no se incluye en su elaboración la información geotécnica, geológica, geomorfológica, histórica, etc., completa. La precisión del mapa no depende de la escala, sino de la información analizada.

Válidez y Validación de los Mapas de Amenaza

La popularidad de los mapas de amenaza por deslizamientos, ha aumentado en los últimos años, debido a la capacidad del software de SIGs:

- Con frecuencia, estos mapas son percibidos como una realidad científica.
- La confiabilidad de estos mapas para predecir el comportamiento futuro de las laderas, la cual no se ha comprobado.

Los mapas de amenaza deben validarse en el campo, utilizando las siguientes metodologías:

- Análisis de deslizamientos reales ocurridos en el pasado.
- Información estadística.
- Información geomorfológica.

VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es el grado de pérdida o destrucción de un elemento señalado o de un grupo de elementos en riesgo, como resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural de magnitud determinada (Varnes, 1984). (El grado de daño a la población, vidas humanas, propiedades, actividades económicas, servicios públicos, condiciones ambientales etc., en un área específica por la ocurrencia de un determinado evento).

Tabla 13.13 Valores de vulnerabilidad física al impacto de deslizamientos de tierra (Imiriland, 2007).

Descripción de Vulnerabilidad	Rango de Pérdidas	Índice
Estructuras intactas	0	0
Daños locales	1+25%	0.25
Daños serios pero posibles de reparar	26+50%	0.5
Destruido en su mayoría y difícil de reparar	51+75%	0.75
Destrucción total	76+100%	1

Tabla 13.14 Valores de vulnerabilidad social o humana (Imiriland, 2007).

Descripción de Vulnerabilidad	Índice
No hay personas afectadas	0
Se requiere evacuar personas, pero no hay personas heridas	0.25
Personas heridas, pero las personas continúan en sus actividades	0.5
Personas seriamente heridas, hasta con el 50% de discapacidad	0.75
Personas muertas. 51 a 100% de discapacidad	1

La valoración de la vulnerabilidad puede definirse como el nivel potencial de daño o grado de pérdida de un determinado elemento, expresado en una escala de 0 a 1 (Tablas 13.13 a 13.16):

Donde:

$$V = V_s \ x \ V_t \ x \ V_l$$

Vs = Probabilidad del impacto espacial del deslizamiento sobre el elemento.
Vt = Probabilidad en el tiempo (donde se encuentre el elemento durante el impacto).
Vl = Probabilidad de pérdida de vida o proporción del valor del elemento.

Para el análisis del riesgo económico, la vulnerabilidad es la relación entre el costo de reconstrucción del elemento afectado por el deslizamiento y el costo total del elemento.

$$Vulnerabilidad = \frac{Costo\ de\ Reconstrucción}{Costo\ total}$$

La vulnerabilidad depende principalmente de la exposición del elemento a la amenaza. Por ejemplo, a mayor distancia del deslizamiento, la vulnerabilidad tiende a ser menor. Igualmente, la vulnerabilidad depende de la magnitud de la amenaza. Generalmente, a mayor velocidad del movimiento, la vulnerabilidad va a ser mayor en el caso de los flujos. Del mismo modo, las amenazas de caídos de roca el tamaño y la velocidad de los bloques, afecta el valor de la vulnerabilidad.

Factores a Tener en Cuenta para Determinar la Vulnerabilidad

El análisis de la vulnerabilidad generalmente es realizado por profesionales de disciplinas diferentes a las ciencias de la tierra. El análisis de vulnerabilidad requiere un conocimiento detallado de la densidad de población, infraestructura, actividades económicas y los efectos de un determinado fenómeno sobre estos elementos en riesgo.

Para valorar la vulnerabilidad debe tenerse en cuenta el tipo, proximidad y distribución espacial de las elementos afectados o población, grado de protección ofrecida a las personas por la naturaleza del elemento, escala o volumen probable de la falla, grado de prevención o alarma, velocidad del movimiento y su respuesta, así como la posibilidad de efectos secundarios.

La vulnerabilidad depende de la naturaleza de los elementos y la localización del sitio donde se encuentran (si están arriba o abajo el deslizamiento), así como la naturaleza del elemento en riesgo. A mayor profundidad del deslizamiento, generalmente el daño y la vulnerabilidad es mayor, para las estructuras y las personas.

Finlay y otros (1997) presentan un ejemplo de un enfoque directo, donde los valores de vulnerabilidad son asignados directamente por referencia a los datos históricos, pero sin consideración de los diversos componentes que afectan la vulnerabilidad; se asignan valores de 0 a 1 de acuerdo con la experiencia histórica que se tiene en el manejo de una amenaza específica (Tabla 13.17).

Tabla 13.15 Valores de vulnerabilidad económica debida a la interrupción de una carretera por deslizamientos de tierra (Imiriland, 2007).

Descripción de vulnerabilidad	Índice
No hay interrupciones en las actividades económicas.	0
Interrupciones cortas, temporales. Desde horas hasta un día.	0.25
Interrupciones temporales de días, hasta una semana.	0.5
Interrupciones temporales largas, de semanas a meses.	0.75
Interrupción permanente.	1

Tabla 13.16 Valores de vulnerabilidad ambiental (Imiriland, 2007).

Descripción de Vulnerabilidad	Rango de Pérdida	Índice
Elementos ambientales intactos	0	0
Pérdidas ambientales locales	1 - 25%	0.25
Pérdidas ambientales serias, pero reparables	26 - 50%	0.5
Daños ambientales muy grandes, difíciles de reparar	51 - 75%	0.75
Destrucción total del medio ambiente físico	76 - 100%	1

Vulnerabilidad de las estructuras

Para las estructuras, la valoración del daño y la vulnerabilidad dependen de la modelación de la interacción del deslizamiento y la estructura. Este factor se puede documentar fácilmente para caídos de roca, cuando las estructuras han sido diseñadas para resistir los impactos y en menor extensión, para los flujos de detritos y movimientos lentos.

La velocidad del movimiento también afecta la vulnerabilidad. A mayores velocidades, generalmente la vulnerabilidad son mayor. Esto puede conducir a diferentes grados de daños en el camino o trayectoria de un deslizamiento.

Para los deslizamientos de gran velocidad, la evaluación de la vulnerabilidad requiere análisis complejos. No existe una guía universalmente aceptada para evaluar la vulnerabilidad y es necesario utilizar criterios relativamente subjetivos (Tabla 13.18).

El valor de la vulnerabilidad de una construcción depende tanto de las características y la calidad de la construcción como las de la amenaza. Por ejemplo, la profundidad de cimentación de una estructura afecta la vulnerabilidad de los deslizamientos. Ragozin y Tikhvinsky (2000) proponen la tabla 13.19 para determinar la vulnerabilidad de una estructura de acuerdo con su profundidad de cimentación.

Tabla 13.17 Valores de vulnerabilidad recomendados en Hong Kong (Finlay y otros, 1997).

VULNERABILIDAD DE UNA PERSONA EN UN AREA ABIERTA			
Caso	**Rango de Valores Históricos**	**Valor Recomendado**	**Comentarios**
1. Es golpeado por un caído de roca.	0.1 – 0.7	0.5 (1)	Puede ser herido, pero rara vez causa la muerte.
2. Es sepultado por un flujo de detritos.	0.8 – 1.0	1.0	Muerte por asfixia.
3. No es sepultado.	0.1 – 0.5	0.1	Alta probabilidad de supervivencia.
Nota: (1) La proximidad de la persona debe considerarse en más detalle.			
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN VEHICULO			
Caso	**Rango de Valores Históricos**	**Valor rRcomendado**	**Comentarios**
1. Si el vehículo es sepultado o destruido.	0.9 – 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2. Si el vehículo es dañado solamente.	0.0 – 0.3	0.3	Alta probabilidad de supervivencia.
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN EDIFICIO			
Caso	**Rango de Valores Históricos**	**Valor Recomendado**	**Comentarios**
1. Si el edificio colapsa.	0.9 – 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2. Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona es sepultada.	0.8 – 1.0	1.0	La muerte es muy probable.
3. Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona no es sepultada.	0.0 – 0.5	0.2	Alta probabilidad de supervivencia.
4. Si los residuos golpean al edificio solamente.	0.0 – 0.1	0.05	Virtualmente no hay peligro. (1)
Nota: (1) Debe tenerse en cuenta la proximidad de la persona a la parte del edificio afectada por el deslizamiento.			

Tabla 13.18 Velocidad y destructividad del deslizamiento y flujos (Mendoza y Domínguez, 2005).

Velocidad	Interpretación de la Velocidad	Posible Impacto Destructivo
	Extremadamente lento	No hay daño en las estructuras construídas con criterios sanos de ingeniería.
0.05 a 0.016 m/año	Muy lento	En general. las estructuras edificadas con criterios ingenieriles no sufren daños; y si ocurren, son reparables.
	Lento	Carreteras y estructuras bien construidas pueden sobrevivir si se les da el mantenimiento adecuado y constante.
1.5 a 13m/mes	Moderado	Estructuras bien construidas pueden sobrevivir.
1.5 m/día a 1.8 m/hora	Rápido	Posible escape o evacuación. Construcciones y equipos destruídos.
0.3 a 3m/s	Muy rápido	Pérdida de algunas vidas. Gran destrucción.
3 a 5 m/s	Extremadamente rápido	Catástrofe.

Tabla 13.19 Valores tentativos de vulnerabilidad de una estructura a los deslizamientos de acuerdo con su profundidad de cimentación (Ragozin y Tikhvinsky, 2000).

Profundidad de la Cimentación (incluyendo pilotes), metros	Profundidad del Deslizamiento, metros	Vulnerabilidad
≤ 2	< 2	1.0
> 2	< 2	0
Menos que la profundidad del deslizamiento	2 -10	1.0
10 – 13	2 -10	0.5 – 1.0
> 13	2 -10	0 – 0.5*
Cualquiera	>10	1.0**

Notas:

(*) Los valores están por encima de cero para los deslizamientos cuyo pie es más alto que la profundidad de cimentación; la velocidad de movimiento hacia el edificio es de más un metro por segundo y el volumen es de más de 100 m^3.

(**) Excepto para fundaciones especiales resistentes a los deslizamientos considerados.

RIESGO

Riesgo es el número esperado de vidas humanas perdidas, personas heridas, daño a la propiedad y pérdidas económicas y ambientales, relacionadas con la ocurrencia de un determinado fenómeno (Varnes 1984). En la práctica, el riesgo está definido por la magnitud de las consecuencias de la amenaza (Figura 13.21).

$$Riesgo = Detonante \ x \ Susceptibilidad \ x \ Potencial \ x \ \frac{Exposición}{Resistencia} \quad (Duque, 2000)$$

Un estudio completo de riesgos, debe definir el número de personas amenazadas, así como las propiedades y el medio ambiente. El cálculo del riesgo es primariamente, un tratamiento matemático, basado en la amenaza, los elementos en riesgo y la vulnerabilidad de éstos; para ello, se recurre al álgebra probabilística (como podrían ser árboles de eventos), o bien, a métodos de confiabilidad o simulación.

La evaluación del riesgo R involucra la noción de amenaza, vulnerabilidad y costo. "Matemáticamente" se define como: (Mendoza y Domínguez, 2005)

$$R = \sum_i A_i \ x \left[\sum_i V_{ji} \ x \ C_j \right]$$

Donde:
Ai = es la amenaza i
Vji = es la vulnerabilidad de los elementos j para la amenaza i
Cj = es el "costo" o valor del elemento j

El análisis del riesgo requiere investigar:

- ¿Qué puede ocurrir? (Análisis de la amenaza).
- ¿Probabilidad de que ocurra? (Probabilidad de la amenaza).
- ¿Cuáles serían las pérdidas o daños? (Análisis de consecuencias).
- ¿Realmente importa? (Evaluación del riesgo).
- ¿Qué se puede hacer con el riesgo? (Manejo del riesgo).

La caracterización entre otras cosas, debe definir la existencia de situaciones de riesgo localizado o generalizado. En el caso del riesgo localizado, se deben identificar los puntos y las áreas de riesgo dentro de una determinada área estudiada. Además se debe definir si se trata de un riesgo emergencial o de un riesgo permanente o a largo plazo.

Elementos en Riesgo (E)

Personas, propiedades, obras de infraestructura, afectación de actividades económicas, elementos ambientales, etc.

Clases de Riesgo

Se debe definir la clase de riesgo:

- Riesgo específico: Daño causado por un fenómeno: Rs (Riesgo específico) = Amenaza x Vulnerabilidad.
- Riesgo total Rt = E x Rs (E = elementos en riesgo).
- Riesgo evitable (por su origen o consecuencia)
- Riesgo controlable (evento predecible o efecto atenuable).
- Riesgo incontrolable (no predecible, evaluable o solucionable).
- Riesgo aceptable (diferencia entre el mayor nivel de riesgo y la máxima previsión.

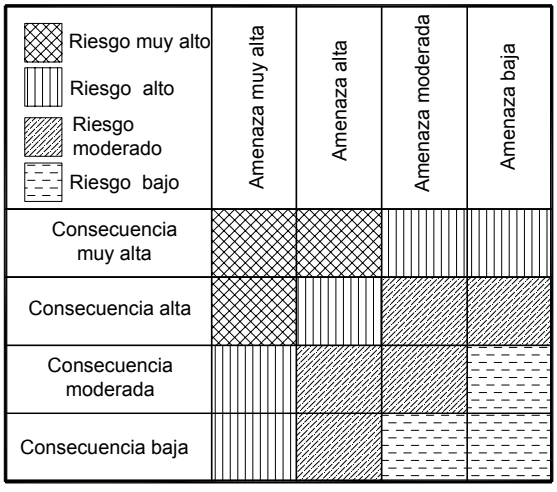


Figura 13.21 Matriz explicativa de la relación amenaza vs consecuencia para definir el riesgo. (Rose, 2005).

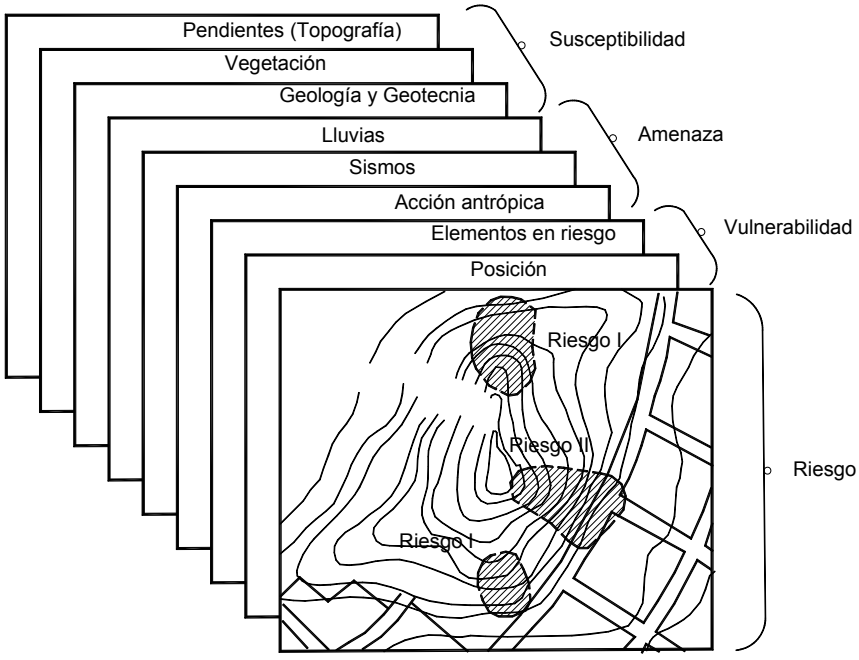


Figura 13.22 Ilustración de la Metodología para elaboración del mapa de riesgo.

Niveles de Riesgo

Para la implementación de medidas de prevención y control, es conveniente identificar los niveles de riesgo. El análisis de riesgo se fundamenta en la observación y el registro de los indicadores tanto naturales como los producidos por acción antrópica, analizados desde el punto de vista de las consecuencias resultantes en el caso de la formación o el progreso de los procesos de deslizamiento.

Estas consecuencias deben analizarse no solamente para las áreas urbanizadas, sino teniendo en cuenta la posibilidad de ocupación o urbanización de las áreas aledañas. Para el análisis de riesgo, es importante que sean definidos los tipos y procesos, sus parámetros de formación y progreso y la previsión de las consecuencias resultantes. A partir de este procedimiento, es posible caracterizar las situaciones de riesgo, incluyendo sus dimensiones.

En este sentido, se puede concluir que se trata de varias situaciones de riesgo localizado, afectando solamente a algunos sitios específicos del área ocupada o una situación de riesgo generalizado que afecta toda el área ocupada. Esta caracterización es fundamental para definir la mejor forma de enfrentar un problema de deslizamientos.

Tipos de Análisis

El análisis del riesgo se puede hacer de forma cualitativa y cuantitativa.

Análisis cualitativo del riesgo

Esta es la forma más simple de realizar un estudio de riesgo por deslizamientos, el cual incluye el adquirir el conocimiento de las amenazas, los elementos en riesgo y sus vulnerabilidades, pero expresando los resultados en forma cualitativa. Los diversos atributos se pueden clasificar o calificar de tal forma que se expresa el riesgo en una forma prácticamente verbal.

Análisis cuantitativo del riesgo

El análisis cuantitativo del riesgo incluye las siguientes actividades:

- *Análisis de las amenazas*
  La distribución probable de los deslizamientos se determina en términos del número y características de los taludes (para un proyecto particular). Éste puede realizarse como una distribución frecuencia – magnitudes.

- *Determinar los elementos en riesgo*
  El objetivo es determinar la distribución probable del número, la naturaleza y características de los elementos en riesgo

(personas y propiedades). Debe tenerse en cuenta la localización de los elementos en riesgo en relación con la amenaza (por ejemplo, si se encuentran abajo del deslizamiento); si el elemento en riesgo está en una posición fija (ejemplo una casa) o es móvil (ejemplo: personas o automóviles) y la posibilidad de medidas de mitigación como sistemas de alarma, etc.

El objetivo es determinar la distribución de la probabilidad para el número, naturaleza y características de los elementos en riesgo (personas, infraestructura, propiedades), que pudiesen ser afectados por la amenaza; esto es, P (características de los elementos en riesgo).

Las características relevantes que se deben tener en cuenta son la ubicación del elemento en relación con la amenaza y su tamaño; por ejemplo, si se localiza en la ladera, en su cima, o a cierta distancia del pie. Igualmente, las circunstancias de cada elemento en riesgo (Por ejemplo, si duerme en la edificación).

- *Análisis de la vulnerabilidad*
  El objetivo es medir el grado de daño o la probabilidad de pérdida de vidas, debido a la interacción del elemento en riesgo cuando se presente el deslizamiento. El objetivo es determinar la distribución probable de las consecuencias del deslizamiento. El cálculo primario es una operación matemática basada en la amenaza, los elementos en riesgo y la vulnerabilidad de esos elementos, utilizando álgebra probabilística o métodos de simulación.

Riesgo Social o Humano

El riesgo social incluye los muertos y los desaparecidos, los heridos y discapacitados, o lesiones personales, como resultado de la acción de un deslizamiento. Por ejemplo, en una vía o en un área abierta, el impacto de un caído de roca puede resultar en víctimas humanas.

Entre mayor sea la velocidad de desplazamiento del bloque, el riesgo de vidas humanas puede ser mayor. Si la velocidad del movimiento es inferior a un metro por minuto, se puede considerar que

Tabla 13.20 Análisis del riesgo con relación a las personas (Bergren y otros, 1992).

Población Afectada	A Número de Personas	B Factor de Presencia	Población Amenazada = AxB
Residentes			
Personas que viven permanentemente		1	
Personas que vienen los fines de semana (cabañas)		0.3	
Personas que permanecen en hoteles (Número de camas)		0.5	
Pacientes en hospitales (Número de camas)		1	
Pacientes en Ancianatos (Número de camas)		1	
Visitantes de día			
Número de empleados de oficinas o fábricas, alumnos y niños en colegios		0.35	
Número promedio de clientes de almacenes y Centros comerciales		0.008	
Otros visitantes ocasionales		0.008	
Personas en Automóviles y autobuses			
Más de 5000 vehículos promedio por día		0.01	
500 a 5000 vehículos por día		0.005	
Menos de 500 vehículos por día		0.001	

Tabla 13.21 Análisis de riesgo con relación a propiedades (Bergren y otros, 1992).

Propiedades Afectadas	Número de Unidades	Factor de Cálculo	Valor de las Propiedades Amenazadas en Dólares
Casas		Valor unitario	
Casas de área menor a 90 m²			
Casas de área de 90 a 130 m²			
Casas de área de 130 a 200 m²			
Casas de área de más de 200 m²			
Edificios		Valor por m2	
Metros cuadrados de edificios de vivienda			
Metros cuadrados de escuelas, oficinas y almacenes			
Metros cuadrados de bodegas y edificios industriales			
Estructuras especiales		Valor unitario	
Puentes			
Estaciones eléctricas			
Instalaciones de agua, gas, tuberías diversas, etc.			
Áreas diversas		Valor hectárea	
Jardines			
Calles, parqueaderos y áreas duras			
Bosques			
Areas agrícolas			

el riesgo social es muy bajo. Igualmente, el riesgo varía si se trata de peatones, personas en viviendas o en vehículos (Tablas 13.20 y 13.21). Ragozin y Tikhvinsky recomiendan sólo tener en cuenta los deslizamientos con velocidades superiores a un metro por minuto, a fin de evaluar el riesgo de muertes y lesiones personales.

El valor del riesgo social R_s (número de posibles personas muertas o heridas por la acción de un deslizamiento) puede ser determinado por la siguiente ecuación:

$$R_s = \sum_{i,j=1}^{i=m,\,j=n} P(L_j).K_{st}t_d^{ji}.q_y^{ji}(24.365)^{-1}.D_p^{ji}$$

Donde:

i = Número de tipos de deslizamientos incluidos en la acción destructora.
n = Número total de deslizamientos.
j = Número de tipos de edificio destruídos por los deslizamientos.
m = número total de edificios.
$t_d^{j.i}$. q_y^{ji} = La duración promedio de estadías de la población durante un día (en horas), y durante un año (en días), en el edificio j bajo la acción de los deslizamientos i.
D_P^{ji} = Población total en el edificio j durante la acción del deslizamiento i.

Riesgo Social en Carreteras

Un caso particular de riesgo social, es el riesgo en las carreteras y autopistas por acción de los deslizamientos. Este tipo de riesgo ha sido analizado en forma probabilística por varios autores, tanto para vehículos en movimiento como para peatones (Hungr y otros, 1999).

En particular, merece mencionarse el sistema de clasificación de amenazas para caídos de roca en el Estado de Oregón en EEUU (Pierson y otros, 1990). Este sistema emplea un procedimiento sencillo para estimar el riesgo de los caídos de roca en las carreteras utilizando un índice de riesgo AVR, el cual está dado por la expresión:

$$AVR = \frac{L_H.V_H.ADT}{PSL}$$

Donde:

AVR = Índice de riesgo (Vehículos en riesgo)

L_H = Longitud de la zona amenazada por los caídos de roca en Km.

V_H = Porcentaje de un vehículo que en cualquier momento se puede esperar que esté en la zona amenazada (Generalmente, se toma igual al 100%).

ADT = Promedio de tránsito diario.

PSL = Velocidad señalizada en Km/hora.

Riesgo económico

El riesgo económico R_e es el valor de las pérdidas económicas después de la acción de un determinado deslizamiento. La evaluación del riesgo económico local y regional, puede realizarse en forma similar a como se evalúa la amenaza por los deslizamientos.

Para el riesgo económico local, el riesgo puede evaluarse de acuerdo con la expresión:

$$R_e = p(L_j).V_{ni}.Q_n$$

$$p(l_1) = S_{ai}.S_0^{-1}.n_i.T^{-1}$$

Donde:

V_{ni} = La vulnerabilidad de la facilidad a la acción del deslizamiento *i*.

Q_n = Costo total de la facilidad.

S_{ai} = Área promedio de destrucción por el deslizamiento *i*.

S_0 = Área total considerada

n_i = Número de deslizamiento *i*

T = Número de años durante los cuales se formaron los deslizamientos

$P(l_I)$ = Es la probabilidad de que se originen los deslizamientos *i*

El valor del riesgo económico regional se puede realizar de dos formas diferentes (Ragozin y Tikhvinsky, 2000):

$$R_e = \sum_{ij=1}^{i=mj=n} P(L_i).V_i.D_j.f_j$$

La primera forma es utilizando una densidad de los recursos. La fórmula para este procedimiento es la siguiente:

Donde:

$P(L_i)$ = Es la probabilidad de que se presenten los deslizamientos i.

V_i = Es la vulnerabilidad de las facilidades económicas por la acción del deslizamiento i.

D_j = Es la densidad de los recursos presentes j.

f_j = Es el área de los recursos presentes.

La segunda forma permite una evaluación más precisa, teniendo en cuenta cada uno de los tipos de facilidades económicas afectadas por los deslizamientos. En este caso, se utiliza la expresión:

$$R_e = \sum_{ij=1}^{i=mj=n} P(L_i).V_{ji}.Q_j$$

Donde:

V_{ji} = Vulnerabilidad de la facilidad *j* a la acción del deslizamiento *i*

Q_j = El costo total de la facilidad *j*

$P(L_i)$ = Es la probabilidad de que se presenten los deslizamiento *i*

Riesgo Ambiental

La evaluación de las consecuencias ambientales negativas de un deslizamiento, es un problema muy complejo.

Adicionalmente a la evaluación de las consecuencias ambientales, también se incluye la predicción tentativa de las características de los deslizamientos como profundidad, velocidad del movimiento y longitud de desplazamiento, las cuales van a determinar la afectación ambiental. Las consecuencias de un deslizamiento pueden ser definidas en consecuencias directas ó indirectas y están subdivididas en cercanas y remotas.

Además de la destrucción física del terreno y de la muerte de personas y animales, se requiere analizar la posible formación de represas y las ondas generadas por el impacto de los materiales deslizados sobre cuerpos de agua.

Casi todas las consecuencias ambientales negativas de los deslizamientos, son indirectas. Aunque el efecto inicial puede ser directo como es la rotura de las líneas de servicios, tales como acueductos, alcantarillados, líneas de gas o teléfonos, los resultados pueden ser indirectos como es la contaminación de la atmósfera y los cuerpos de agua.

Las inundaciones producto de los represamientos también son indirectas. Debe hacerse énfasis en que la zona de efecto ambiental es mucho mayor que la zona directa del deslizamiento.

Clasificación de las Consecuencias Ambientales

Las consecuencias ambientales negativas de un deslizamiento, se dividen en dos grupos principales:

- Contaminación ambiental por las sustancias peligrosas presentes en la zona de efecto directo e indirecto de deslizamientos.

- El deterioro de las condiciones ambientales, debido a los efectos indirectos, la destrucción de fauna y flora, las inundaciones y otros efectos.

Existen algunas facilidades que son extremadamente peligrosas para el medio ambiente al ser afectadas por deslizamientos, entre estas facilidades están los oleoductos y gasoductos, las plantas radioactivas y los depósitos de sustancias químicas, aceites de petróleo, explosivos, etc.

Para la evaluación del riesgo se deben analizar los efectos directos e indirectos de la ocurrencia de deslizamientos en estas zonas, su grado de destrucción y la magnitud de los daños. La probabilidad de riesgo ambiental requiere analizar los efectos del deslizamiento sobre los elementos capaces de generar daños ambientales.

Es muy importante el monitoreo de los deslizamientos en zonas de riesgo ambiental alto para establecer planes de contingencia, los cuales permiten disminuir o mitigar en forma sustancial el riesgo ambiental (Ragozin y Tikhvinsky, 2000).

Manejo del Riesgo

En el caso de una situación de emergencia se deben tomar decisiones de forma inmediata para eliminar o reducir determinada situación de riesgo localizado, debido a la inminencia de los procesos de inestabilización, especialmente cuando la emergencia coincide con el período lluvioso.

Las soluciones pueden estar destinadas a relocalizar preventivamente a los habitantes o a construir obras inmediatas de emergencia, las cuales dependen de la claridad técnica que se tenga de la amenaza y la posibilidad técnica o material para la construcción de obras adecuadas de control.

En el caso de una situación de riesgo permanente o a largo plazo, se deben establecer las medidas definitivas adecuadas para controlar los fenómenos, los cuales pueden estar directamente ligados a la ocurrencia de lluvias. Esto significa que puede existir un tiempo suficiente para un análisis detallado, diseño de obras, contratación, etc.

Para las situaciones de riesgo generalizado para un grupo grande de población, las decisiones de evacuación o la construcción de obras de control, requieren una ponderación mucho más exigente, las cuales deben ser analizadas en forma interdisciplinaria, por los diversos profesionales que tienen la responsabilidad de la toma de decisiones.

En estos casos, las situaciones se pueden salir de la posibilidad física de manejo por parte de los municipios y puede ser conveniente acudir a la Oficina Nacional para la Prevención de Desastres o al Gobierno Nacional.

El manejo del riesgo puede significar el vivir con el riesgo, en ese caso el riesgo; debe manejarse y evaluarse para permitir su manejo; lo cual equivale a que el mapeo es una de las herramientas más importantes. Las soluciones a los casos de riesgo no tienen una receta única y las soluciones ideales generalmente no existen.

Mapas de Riesgo

Superponiendo los elementos o parámetros de los mapas indicados de amenazas y riesgos, se puede elaborar un plano delimitando las áreas de riesgo, dándole un peso determinado a cada factor y analizando las situaciones sitio por sitio, con la ayuda de los diversos planos (Figura 13.22).

Es conveniente colocar sobre un plano, los diversos asentamientos humanos, indicando el tipo de construcción y las densidades poblacionales, para poder definir las magnitudes de los riesgos relacionados con las vidas humanas y los bienes materiales.

Deben determinarse en cada sector el tipo de proceso, las áreas de influencia y el nivel de riesgo en lo referente a la posibilidad de pérdida de vidas humanas, bienes materiales y obras de infraestructura y la evolución de los procesos con referencia al tiempo y al espacio.

Con la información sobre la amenaza y con la información disponible sobre los elementos de riesgo, tales como áreas cultivadas, bosques, asentamientos humanos, obras de infraestructura existentes, elementos ambientales importantes, sitios arqueológicos, carreteras, industrias, etc.

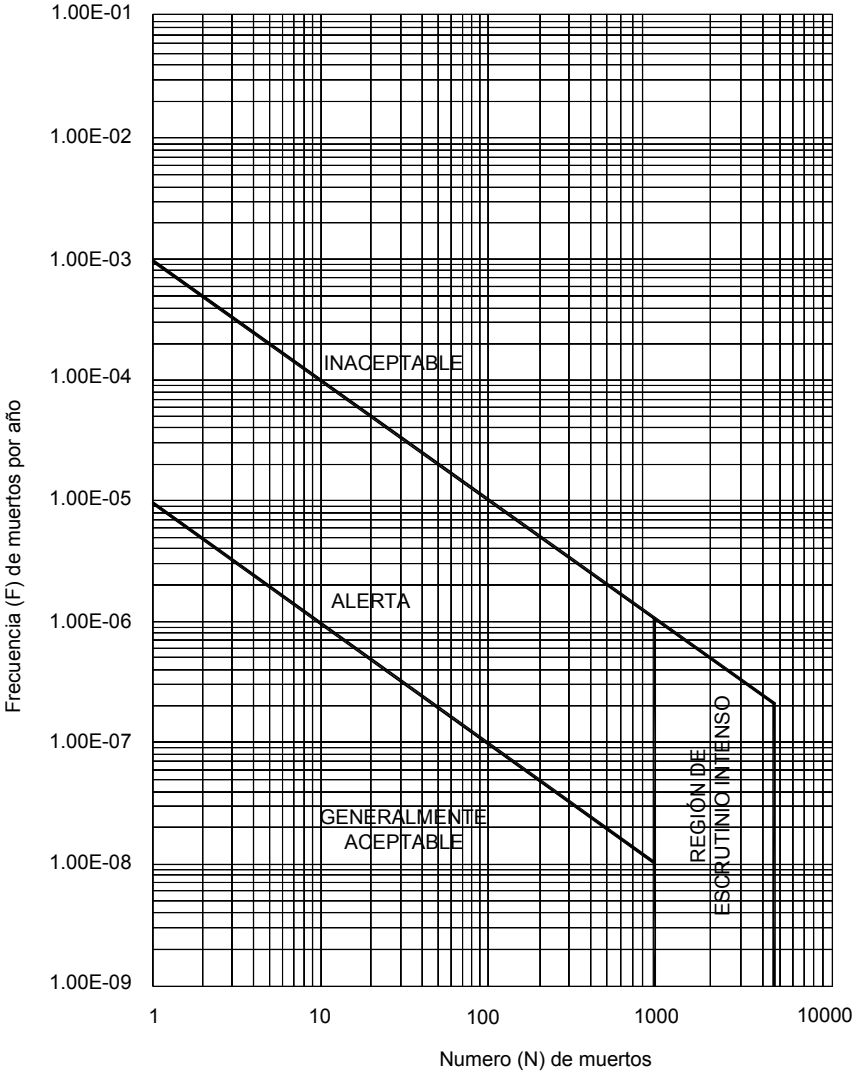


Figura 13.23 Riesgo social aceptable de acuerdo con la frecuencia de ocurrencia de los riesgos (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1984).

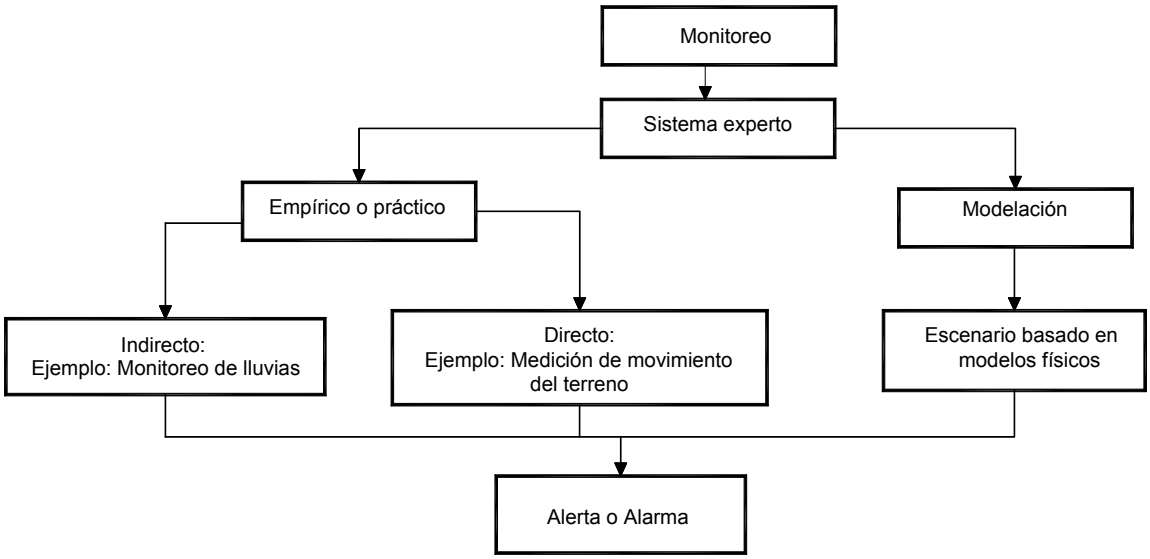


Figura 13.24 Esquema de la formulación de un sistema de alerta para los deslizamientos (Corominas, 2007).

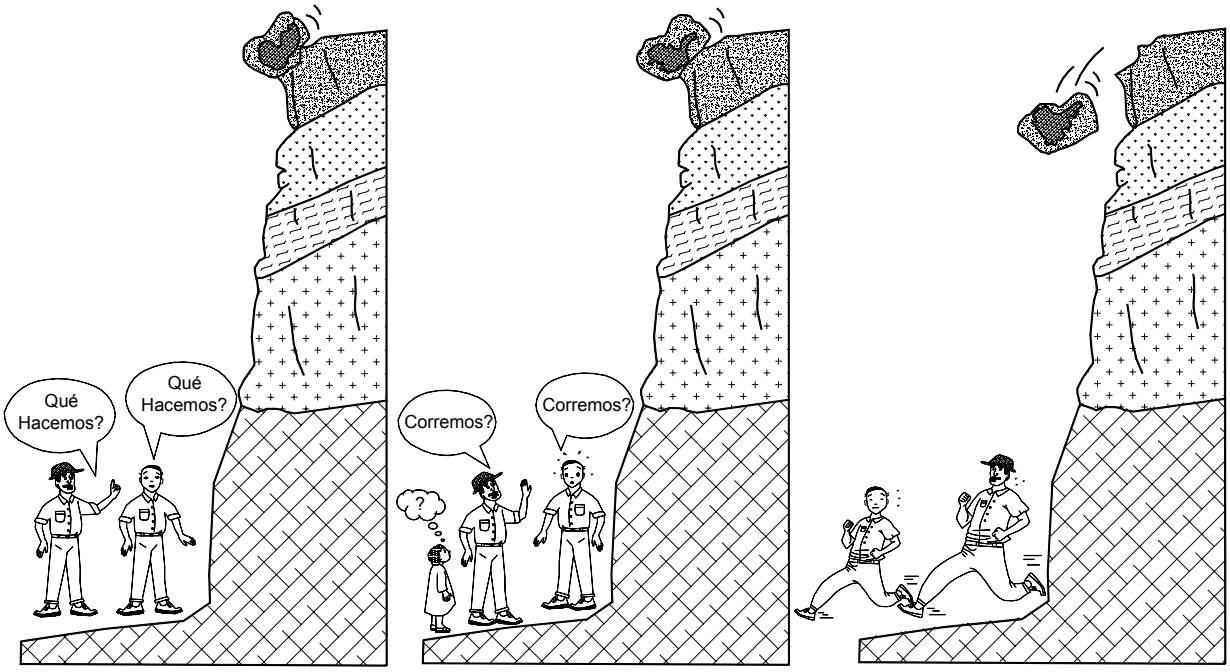
Se debe analizar la vulnerabilidad de cada elemento al impacto de deslizamientos y los efectos que de este se derivan. Al riesgo se le debe dar una escala y zonificar las áreas o puntos de riesgo.

Limitaciones del Análisis y Valoración del Riesgo

El Grupo de Deslizamientos del IUGS (1997) y otros autores, indican una serie de limitaciones para el análisis y la valoración del riesgo en los taludes y deslizamientos, los cuales se mencionan a continuación:

- El contenido del criterio o prejuicio en los datos utilizados para el análisis, puede dar como resultado que los valores de los riesgos estimados presenten una incertidumbre inherente.
- Existe gran incertidumbre sobre la magnitud o el volumen de los deslizamientos.
- La vulnerabilidad de la población depende, en buena parte, de la velocidad esperada del deslizamiento. La velocidad es muy difícil de predecir en la mayoría de los casos.
- No es clara la relación entre la magnitud y la frecuencia de los deslizamientos, es común que se utilice una vulnerabilidad de 1.0 para las edificaciones.
- Se ha realizado muy poca investigación para definir las curvas de vulnerabilidad por los deslizamientos.
- La variedad de formas como se puede analizar los problemas puede significar una diferencia muy grande en los resultados si el mismo problema es considerado por diferentes profesionales.
- La revisión de una valoración puede traer un cambio significativo en los resultados, debido a que existe cada día mayor información.
- La inhabilidad para identificar una amenaza conduce a una subestimación del riesgo.
- Los resultados de una valoración rara vez son verificables.
- Las metodologías generalmente no son ampliamente aceptadas y muchas veces, existe aversión a su utilización.
- Es muy posible que el costo de la valoración, pueda superar el beneficio de la técnica en la elaboración de la decisión, especialmente cuando se requiere información muy compleja de obtener.

Amenaza **Vulnerabilidad** **Riesgo**



o Llamamos a un ingeniero...

Manejo de la Amenaza

Ejemplos:

- Sistemas de drenaje o sub-drenaje
- Estructuras de contención
- Re-conformación de la superficie del talud

Manejo de la Vulnerabilidad

Ejemplos:

- Relocalizar la obra (variante)
- Túneles falsos
- Mallas o barreras para control de caídos

Manejo del Riesgo

Ejemplos:

- Legislación y códigos técnicos
- Aviso o alarma
- Concientizar a la comunidad

Figura 13.25 Manejo de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo.

- Los criterios de riesgo aceptable y tolerable para taludes y deslizamientos no están bien establecidos.

- Es difícil valorar con precisión el riesgo para eventos de baja probabilidad.

Mitigación del Riesgo

El análisis del riesgo es a menudo interactivo con los efectos de las medidas de mitigación del riesgo que se valora. Esto puede influenciar la probabilidad o las características de los deslizamientos (ejemplo, reducir su volumen a velocidad), elementos en riesgo (ejemplo, sistemas de alarma) o la vulnerabilidad. La efectividad de las medidas de mitigación del riesgo puede valorarse en un sentido económico o como una reducción potencial de muertes.

¿Cuál es el Riesgo Socialmente Aceptable?

La aceptación del riesgo (por parte de una sociedad) depende de una gran cantidad de factores, especialmente socioeconómicos y culturales.

La frecuencia de ocurrencia de los eventos afecta la aceptación del riesgo por parte de la sociedad, como se muestra en la figura de frecuencia de ocurrencia contra el número de muertos (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1984) (Figura 13.23). Los eventos con período de retorno de varios cientos de años, pueden ser socialmente aceptables.

Una gran cantidad de poblaciones se encuentran sobre grandes deslizamientos. Los deslizamientos de gran magnitud son comúnmente inviables de estabilizar, debido a la imposibilidad técnica o a la incapacidad económica para hacerlo. Igualmente, la magnitud de las áreas afectadas y el número de habitantes, hace prácticamente imposible su relocalización (Corominas, 2007).

En estos casos, la única alternativa es aprender a convivir con los riesgos. Del mismo modo, cuando los deslizamientos son lentos como es el caso de los movimientos de reptación, el riesgo puede ser aceptable para el grupo social amenazado. Se requiere investigación y desarrollo de métodos de manejo para edificaciones en movimiento y de los sistemas de alerta temprana, así como de procedimientos de evacuación.

Los sistemas de alerta requieren de modelos de predicción. Los modelos de predicción existentes para deslizamientos, generalmente son empíricos con una base teórica de un modelo físico de referencia (Figura 13.24).

Situación Legal Frente al Riesgo

Los municipios y las entidades territoriales según el caso, tienen el deber legal de prevenir los riesgos especialmente contra los eventos previsibles, a veces producto de la ineficiencia de los servicios públicos a su cargo. Con base en los resultados de los análisis de riesgo, las autoridades, corporaciones, empresas de servicios públicos, etc., deben tomar las medidas administrativas o judiciales, con el objeto de minimizar o eliminar el riesgo a la pérdida de vidas humanas o bienes materiales.

En una situación de riesgo inminente, debido a lluvias intensas por ejemplo, se puede obligar a un morador a salir de su casa de habitación e incluso con la intervención de la policía, si es necesario; la autoridad debe velar por la seguridad de los bienes abandonados en virtud de esta relocalización.

Superada la situación de riesgo, la autoridad debe autorizar el regreso de los moradores y exigir la realización de las obras de seguridad, de acuerdo con las responsabilidades de cada entidad o personas. Generalmente, estas obras deben ser realizadas por el estado. En el caso de riesgo grave, se puede recurrir a la declaratoria de "Emergencia Manifiesta", la cual le da herramientas administrativas que permiten la agilidad en la contratación de la consultoría y la construcción de obras de prevención y control.

Los Riesgos y las Compañías de Seguros

Las catástrofes naturales y las provocadas por la actividad humana en el 2005, causaron daños económicos en el mundo por 230 mil millones de dólares, de los que 83 mil deberán ser abonados por las compañías de seguros (Moncada, 2006).

Durante la última década, el mercado de seguros ha avanzado significativamente en América Latina. Su crecimiento ha sido 3 veces más rápido que el crecimiento en el mundo desarrollado; sin embargo, dicho crecimiento ha sido sobre la base de un mercado inicial muy pequeño. Los seguros cubren principalmente, las catástrofes relacionadas con sismos y con los huracanes, con un cubrimiento muy pequeño de las amenazas por deslizamientos.

REFERENCIAS CAPÍTULO 13

Ali Jawaid S. M. (2000) "Risk assessment of landslide using Fuzzi Theory", 8th International Symposium on Landslides Cardiff, pp. 31-36.

Ambalagan R. (1992) "Terrain evaluation and landslide hazard zonation for environmental regeneration and land use planning in mountainous terrain". Proceedings of the sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, pp. 861-871.

Asian Technical Committee on Geoetchnology for natural Hazards in ISSMFE (1997), "Manual for zonation on areas susceptible to rain induced slope failure". Japanese Geotechnical Society. 81 p.

Bergren B., Fallsvik J., Viberg L. (1992) "Mapping and evaluation of landslide risk in Sweden" Proceedings of the sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, pp. 873-878.

Beven, K.J., Kirkby, M.J., (1979). "A physically based, variable contributing area model of basin hydrology". Hydrological Science Bulletin 24, 43–69.

Binaghi E, Luzi L, Madella P, Rampini A (1998) "Slope instability zonation: a comparison between certainty factor and fuzzy Dempster–Shafer approaches." Nat Hazards 17: pp. 77–97.

Brabb, E.E., (1984). "Innovative approaches to landslide hazard and risk mapping". Proceedings of the Fourth International Symposium on Landslides, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Canada, Vol. 1, pp. 307-323.

Brabb E. E. (1995). "The San Mateo County GIS project for predicting the consequences of hazardous geologic processes". Carrara A., and Guzzetti F., (Editors), Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards, Kluwer Pub., Dordrecht, the Netherlands,

Brabb, E.E. (1978), "Analyzing and portraying geologic and cartographic information for land use planning", emergency response and decision making in San Mateo country, California. In Proc., SIG'87, San Francisco, California, American Society of photogrammetry and remote sensing, falls church, Virginia, pp 362-374.

Brabb, E.E.,Pampeyan, E.H. Bonilla M.G. (1972), "Landslide Susceptibility in San Mateo County, California Misc. Field Studies Map. MF360 (scale 1:62, 500)

Brunsden D., Prior D.B. (1979). "Slope Stability" John Wiley and Sons.

Burrough, P.A. (1986). "Principles of Geographical Information Systems and Land Resources Assessment". Clarendon Press, Oxford, England, 194 pp.

Carrara A. (1983). "Multivariate models for landslide hazard evaluation". Mathematical Geology, Vol. 15, No. 3, pp 403-427.

Carrara, A. (1992). "Landslide hazard assessment". Proceeding Primer Simposio Internacional de Sensores Remotos y Sistemas de Información Geográfica para el estudio de recursos naturales, 10-12 March, Bogotá, 329-355.

Carrara, A., Cardinali, M., Detti, R., Guzzetti, F., Pasqui, V., Reichenbach, P., (1991). "GIS techniques and statistical model in evaluating landslide hazard". Earth Surface Processes and Landforms 16, pp. 427– 445.

Carrara A., Cardinali, M., Guzzetti, F., Reichenbach, P., (1995). "GIS technology in mapping landslide hazard". In: Carrara, A., Guzzetti, F. (Eds.), Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, pp. 135–175.

Carrara A., Guzzetti, F., (1999). "Use of GIS technology in the prediction and monitoring of landslide hazard". Natural Hazards 20, pp.117– 135.

Chung, C.F., Fabbri, A.G., (1993). "Representation of geoscience data for information integration". Journal of Non-Renewable Resources 2 (2), pp. 122– 139.

Chung, C.F., Fabbri, A.G., (1998). "Three Bayesian prediction models for landslide hazard". In: Buccianti, A. (Ed.), Proceedings of International Association for Mathematical Geology 1998 Annual Meeting (IAMG.98), Ischia, Italy, October 3 – 7, 1998, pp. 204–211.

Chung, C.F., Fabbri, A.G., (1999). "Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping". Photogrammetric Engineering and Remote Sensing (PE&RS) 65 (12), pp.1388–1399.

Chung, C.F., Fabbri, A.G., (2001). "Prediction models for landslide hazard using fuzzy set approach". In: Marchetti, M., Rivas, V. (Eds.), Geomorphology and Environmental Impact Assessment. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 31–47.

Chung, C.F., Fabbri, A.G., Van Westen, C.J., (1995). "Multivariate regression analysis for landslide hazard zonation". In: Carrara, A., Guzzetti, F. (Eds.), Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, pp. 107–133.

Connell, L.D., Jayatilaka, C.J., Nathan, R., (2001). "Modelling flow and transport in irrigation catchments, spatial application of subcatchment model". Water Resources Research 37 (4), pp.965–977.

Cornforth D. H. (2005) "Landslides In Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/ Preventative Options in Soils", John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 596 p.

Corominas J. (2007) "Key issues in risk management". Civil Engineering School Barcelona.

Crozier, M.J., (1986), "Landslides: Causes, Consequences and Environment, Croom Helm", London.

Cruden, D.M. (1997) "Estimating the risk from landslide historical data". In: Cruden, D.M. and Fell, R. (Eds.) Landslide Risk Assessment, A.A. Balkema Publisher, Rotterdam, pp.177-184.

Dietrich, E.W., Reiss, R., Hsu, M.L., Montgomery, D.R., (1995). "A process-based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data". Hydrological Processes 9, pp.383–400.

Duque G. (2000) "Riesgo en la zona andina tropical por laderas inestables". Simposio sobre suelos del Eje Cafetero. Manizales Noviembre 8.

Finlay P.J., Mostyn, G.R., Fell, R. (1997) "Vulnerability to landsliding". Quarterly Journal of Engineering Geology. Geotechnical Society, Toronto, Canada, vol. 1, pp. 307-324.

Franklin A. G., Chang F. K. (1977). "Earthquake resistance of earth and rockfill dams". Misc. Paper S-71-17, U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 57p.

GCO (1984) "Geotechnical manual for slopes". Geotechnical Control Office, Engineerin Development Department, Hong Kong.

Glade, T. (1998) "Establishing the frequency and magnitude of landslide-triggering rainstorm events in New Zealand". Environmental Geology, 35:2-3 pp.160-174.

Gokceoglu C., Aksoy, H. (1996) "Landslide susceptibility mapping of the slopes in the residual soils of the Mengen region (Turkey) by deterministic stability analyses and image processing techniques". Engineering Geology, vol. 44, pp. 147-161.

Guzzetti, F., Cardinali, M., Reichenbach, P. (1994) "The AVI Project: a bibliographical andarchive inventory of landslides and floods in Italy". Environmental Management, 18:4 pp.623-633.

Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., Reichenbach, P., (1999). "Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy." Geomorphology 31 (1-4), pp. 181- 216.

Guzzetti, F., Cardinali, M., Reichenbach, P., Carrara, A. (2000) "Comparing landslide maps: A case study in the upper Tiber River Basin, central Italy". Environmental Management, 25:3, pp.247-363.

Guzzetti, F., Reichenbach, P., Cardinali, M., Galli, M., Ardizzone, F., (2005). "Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale". Geomorphology 72 (1-4), 272-299.

Hartlen, J., Viberg, L. (1988). "General Report: Evaluation of Landslide Hazard". In Proc. Fifth International Symposium on Landslides, Lausanne (Bonnard, ed) A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland, Vol2, pp. 1037 – 1057.

Heckerman, D., (1986). "Probabilistic interpretation of MYCIN's certainty factors. In: Kanal, L.N.

Horn B. K. P. (1981) "Hill shading and the reflectance map" Proceedings of the IEEE, v. 69, no. 1, pp. 14-47.

Hungr O. (1997) "Some methods of landslide hazard intensity mapping", Landslide risk assessment, Cruden & Fell (eds), Balkema, pp. 215-226 .

Hungr, O., Evans, S.G., Hazzard, J. (1999). "Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia". Canadian Geotechnical Journal, 36:2 pp224-238.

Ibsen, M. L. y Brunsden, D. (1996) "The nature, use and problems of historical archives for the temporal occurrence of landslides, with specific reference to the south coast of Britain", Ventnor, Isle of Wight. Geomorphology, 15: pp241-258.

Imiriland (2007) "Relevant criteria to assess vulnerability and Risk" Torino, Italia.

IUGS Working Group on Landslides, Commitee on Risk Assessment (1997) "Quantitative risk assessment for slopes and landslides – The state of the art". Proceedings of the International Workshop on landslide risk assessment, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 3-12.

Jade, S., Sarkar, S., (1993). "Statistical models for slope stability classification". Engineering Geology 36, pp91–98.

Jones¸ D.K.C. (1993). "Landslides hazard assessment in the context of development". In McCall, G.J.H; Laming, DJC and Scot, SC (eds) Geohazard: Natural and Man-made Chapman and Hall: London, pp117 - 141

Keefer, D.K. (1984). "Landslides caused by earthquakes". Geological Society of America Buletin, 95., 406 – 421

Lan H. X., Zhou C. H., Wang L. J., Zhang H. Y., Li R. H. (2004). "Landslide hazard spatial analysis and prediction using GIS in the Xiaojiang watershed, Yunnan, China". State Key Laboratory of Resources & Environmental Information System (LREIS), Institute of Geographical Sciences and Natural Resources Research, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100101, PR China

Leroi, E. (1996) "Landslide hazard – Risk maps at different scales: Objetives, tools and developments". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 35-51.

Luzi, L., Pergalani, F., (1996). "Applications of statistical and GIS techniques to slope instability zonation". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15,pp. 83-94.

Malamud, B.D., Turcotte, D.L. (2000) "Cellular-automata models applied to natural hazards". IEEE Computing Science and Engineering, 2: 42-51.

Mc Crink T. P., Real T. P. (1996) " Evaluation of the Newmark method for mapping earthquake-induced landslide hazards in the Laurel 7-1/2 minute Quadrangle, Santa Cruz County, California". California Division of Mines and Geology Final Technical Report for U.S. Geological Survey Contract 143-93-G-2334, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, 31 p.

McCrink T. P. (2001) "Mapping earthquake-induced landslide hazards in Santa Cruz County". In Ferriz, H. and Anderson, R., editors, Engineering geology practice in northern California. California Geological Survey Bulletin 210 / Association of Engineering Geologists. Special Publication 12, p.77-94.

McCrink T. P. (2007) "Earthquake induced landslide hazard zoning for California" 1st North American landslide Conference, Vail, Colorado. pp 436-446.

Mendoza M.J., Domínguez L. (2005) "Estimación de la amenaza y el riesgo de deslizamientos en laderas". México.

Moncada J. L: (2006) "Financiación integrada de riesgo en la gestión de desastres" Seminario Belo Horizonte. Federación Interamericana de Empresas de Seguros.

Montgomery, Dietrich (1994) "A physically based model for the topographic control on shallow landsliding" Water Resources Research 30 (4), 1153– 1171.

Mora S, Vahrson, W. (1993). "Macrozonation methodology for landslide hazard determination", Bull. Intl. Ass. Eng. Geology.

Morgenstem, N.R. (1997) "Toward landslide risk assessment in practice" Proceedings of the International Workshop on landslide risk assessment. Honolulu, Hawaii, USA, pp. 15-23.

Newman E.B., Paradis A.R., Brabb EE., (1978). "Feassibility and cost of using a computer to prepare landslide susceptibility maps of the San Francisco Bay region, California, Bulletin 1443. U.S. Geological Survey, Reston, Virginia., 29 p.

Nicholson D.T., Hencher S. (1997) "Assesing potential for deterioration of engineered rockslopes". The Proceedings International Symposium on Engineering Geology and the Environment. Athens, pp 911-917.

Pack, R.T., Tarboton, D.G., Goodwin, C.N., (1999). "The SINMAP approach to terrain stability mapping" Proceedings of 8th Congress of the International Association of Engineering Geology, Vancouver, British Columbia, Canada, pp. 1157– 1165.

Petley D, Crick WO, Hart AB (2002). "The use of satellite imagery in landslide studies in high mountain areas". Proceedings of the Asian conference on remote sensing, 2002. http://www.gisdevelopment.net/aars/acrs/2002/hdm/ 48.pdf.

Pierson, L.A., Davis, S.A., Van Vickle, R. (1990) "The Rockfall Hazard Rating System implementation manual". Oregon State Highway Division, Report FHWA-OR-EG-90-01, Washington, USA, 80 p.

Ragozin A. L, Tikhvinsky I. O. (2000) "Landslide Hazard, vulnerability and risk assessment". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp 1257- 1262.

Rib, H.T., Liang, T. (1978) "Recognition and identification". In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (eds.) Landslide Analysis and Control, National Academy of Sciences, Transportation Research Board Special Report 176, Washington, 34-80.

Rose B. T. (2005). "Tennessee rockfall management system". Disertation for the degree of doctor of philosophy in Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia. 107p.

Sarkar, S., Kanungo, D.P. (2004) "An integrated approach for landslie susceptibility mapping using remote sensing and GIS". Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, 70: pp. 617-625.

Shortliffe, E.H., Buchanan, G.G., (1975). "A model of inexact reasoning in medicine". Mathematical Biosciences 23, 351– 379.

Siddle, H J. Payne, H R and Flynn, M J, (1987). "Planning and Development control in an area susceptible to landslides". In Culshaw, M.G; Cripps, F G and O'Hara, M (Eds) Planning and Engineering Geology. Geol. Soc. Engng. Geol. pp. 4, 247-253.

SINMAP (1998) "User's Manual", Utah State University, Terratech Consulting Ltd., Canadian Forest Products Ltd. And C.N. Goodwin Fluvial System Consulting,

Soeters, R., Van Westen, C.J. (1996). "Slope Instability Recognition, Analysis and Zonation". In: Turner, A.K. and Schuster, R.L. (eds), Landslides, investigation and mitigation. Transportation Research Board, National

Speight, J.G. (1977) "Landform pattern description from aerial photographs". Photogrammetry. 32: 161-182.

Van Westen C. J. (2005) "Introducción al uso de SIGs en el mapeo de deslizamientos". International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences. ITC Enschede, The Netherlands.

Van Westen C. J. (2005). "Refresher Course on Geo-Information for Natural Disaster Reduction in Eastern Africa" Makerere University.

Van Westen, C.J., (1994). "GIS in landslide hazard zonation: a review with examples from the Colombian Andes". In: Price, M.F., Heywood, D.I. (Eds.), Taylor and Francis, London, pp. 35– 65.

Van Zuidan, R.A. (1985) "Aerial Photo-Interpretation in Terrain Analysis and Geomorphologic Mapping". International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences (ITC), Smits Publishers, The Hague, 442 p.

Varnes D.J. (1984) " Landslide hazard Zonation " A Review of Principles and practice. UNESCO Press, París 63 p.

Weerasinghe, K.M., Abeywickrema, H.V.M.P. 2 Fowze, J.S.M. 3Samarakoon, L.(2004). "Use of deterministic slope stability prediction tool for landslide vulnerability assessment in Ratnapura area, Sri Lanka.

Wilson R. C., Keefer D. K. (1983) "Dynamic analysis of a slope failure from the 1979 Coyote Lake, California, earthquake" Bulletin of the Seismological Society of America, v. 73, p. 863-877.